

A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL — PROJETO DA ESTRUTURA DA COBERTURA DE UM EDIFÍCIO

FILIFE ANDRÉ LEITÃO DE ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE CONSTRUÇÃO

Orientador: Professor Doutor Afonso António de Serra Neves

SETEMBRO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2011/2012 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais, irmão e avó

«Transporta um punhado de terra todos os dias e farás uma montanha.»

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Devo especiais agradecimentos ao orientador da presente dissertação, o Professor Afonso de Serra Neves, pelo acompanhamento, pela disponibilidade e pelo exemplo; ao Professor Luís Juvandes, ao Professor Carlos Sousa e ao Engenheiro Luís Macedo, pela palavra pronta em alguns momentos de dúvida; e em geral a todos os meus mestres da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que ajudaram a formar-me e que, de uma forma ou de outra, marcaram o meu percurso académico.

Grato estou ainda para com todos os meus amigos, em especial os que em momentos de maior tensão ampararam o meu trabalho, entre os quais o Alexandre Monteiro, o António Guedes, o Flávio Cardoso, a Inês Caldeira, a Inês França, o João Gaspar, o João Pedro Oliveira, o Luís Gonzaga Salvaterra, o Luís Ramôa, a Maria Anita Paulino, o Ricardo Ferreira e o Tiago Fernandes. Um abraço especial pela ajuda próxima em todo o trabalho ao Gilberto Alves: alguém que esteve sempre presente nos momentos decisivos do meu percurso académico e que me reorientou dentro da engenharia no bom caminho – o bom engenheiro que possa vir a ser será sempre inspirado nele. Pela interminável revisão agradeço ao Filipe Lima, alguém que consegue ter uma paciência sempre maior do que a tarefa que tem em mãos. A todos afirmo que sei que o que quer que aqui pudesse escrever ficaria sempre aquém do que merecem: por isso, apenas, obrigado!

Finalmente, os mais importantes: a minha família, sobretudo à minha mãe Armanda, ao meu pai António, ao meu irmão Quitó e à minha avó Guida – é a eles que este trabalho e todo o meu curso é dedicado. Tudo o que sou é por causa deles e por eles. Pudera toda a gente ser tão abençoada como eu sou por ter uma família como a minha...

RESUMO

A presente dissertação, partindo do uso da madeira como material estrutural, aborda o projeto da estrutura em madeira da cobertura de um edifício. Para proceder ao dimensionamento dessa estrutura, analisam-se as propriedades físicas e mecânicas da madeira, ponderando-se as vantagens e desvantagens deste tipo de material, e estudam-se as normas em vigor para o dimensionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente, o Eurocódigo 5. Apresentam-se também os principais tipos de derivados da madeira disponíveis no mercado, bem como as ligações possíveis, a saber, coladas, entalhadas e as que recorrem a ligadores metálicos. O trabalho apresenta também os resultados de ensaios de caracterização da propriedade mecânica resistência à flexão paralela ao fio, da madeira lamelada colada, material que compõe as asnas da estrutura a dimensionar. O projeto de que trata o presente trabalho contém o dimensionamento das várias partes da estrutura, sendo porém dado ênfase especial às ligações, aspeto complexo e fundamental, especialmente delicado no caso do dimensionamento de estruturas em madeira, dadas as características deste material. Apresenta-se assim o projeto da estrutura em causa, desde a quantificação de ações, passando pelo dimensionamento dos elementos e das suas ligações, fazendo as devidas verificações de segurança e contendo as peças desenhadas.

PALAVRAS-CHAVE: dimensionamento, estrutura em madeira, Eurocódigo 5, ligações, madeira lamelada colada.

ABSTRACT

Assuming the current use of timber as a structural material, this dissertation is about the project of the timber structure of a building's roof. To design such structures, physic and mechanical properties of timber are examined, considering its' pros and cons, and the current standards concerning the design of this kind of structures, namely the Eurocode 5. The main types of engineered wood products commercially available are presented, as well as the possible connections, namely glued joints, traditional timber joints and connections with metal fasteners. The dissertation also presents the results of laboratory tests made to determinate the mechanical property bending strength parallel to grain, of glued laminated timber, of which the trusses to design will be made of. The project included in this dissertation addresses the design of the different structural members, being thought emphasized the connections' design, complex and fundamental issue, particularly sensitive in case of designing timber structures because of this material's technical features. It is then presented the project of the referred structures, including loads definitions, members and connections' design, safety conditions' proofs, and drawings.

KEYWORDS: connections, design, Eurocode 5, glued laminated timber, timber structure.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
2 A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL	3
2.1 RESENHA HISTÓRICA DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA	3
2.1.1 CONSTRUÇÕES PARA HABITAÇÃO	3
2.1.1.1 Abrigos em madeira	3
2.1.1.2 As primeiras casas em madeira	4
2.1.1.3 Casas rurais	6
2.1.1.4 Casas urbanas	9
2.1.2 PONTES EM MADEIRA	9
2.1.3 O USO DA MADEIRA EM PORTUGAL NA ATUALIDADE	13
2.2 CONSTITUIÇÃO DA MADEIRA E GRUPOS BOTÂNICOS	14
2.3 PROPRIEDADES FÍSICAS	17
2.3.1 HUMIDADE	17
2.3.2 RETRAÇÃO	18
2.3.3 MASSA VOLÚMICA	19
2.3.4 PROPRIEDADES TÉRMICAS	19
2.3.5 PROPRIEDADES ELÉTRICAS	20
2.3.6 PROPRIEDADES ACÚSTICAS	20
2.3.7 COMPORTAMENTO AO FOGO	20
2.3.8 RESISTÊNCIA A PRODUTOS QUÍMICOS	21
2.3.9 DURABILIDADE	21
2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS PRINCIPAIS	21
2.4.1.1 Resistência à tração, compressão e flexão paralela às fibras	22
2.4.1.2 Resistência à tração perpendicular às fibras	22
2.4.1.3 Resistência à compressão perpendicular às fibras	22
2.4.1.4 Resistência ao corte ou escorregamento	23
2.4.1.5 Dureza	23
2.4.1.6 Resistência à fadiga	23
2.4.1.7 Fluência	23

2.5 PRINCIPAIS FATORES QUE AFETAM AS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS	24
2.5.1.1 Espécie botânica	24
2.5.1.2 Localização do elemento de madeira no tronco.....	24
2.5.1.3 Teor de água	24
2.5.1.4 Defeitos da madeira.....	25
2.5.1.5 Temperatura	25
2.6 MADEIRA E DERIVADOS DA MADEIRA.....	25
2.6.1 MADEIRA LAMELADA COLADA	26
2.6.2 DEMAIS SECÇÕES ESTRUTURAIS DE MADEIRA	28
2.6.3 PLACAS	29
3 LIGAÇÕES	31
3.1 GENERALIDADES	31
3.2 REQUISITOS ESSENCIAIS	31
3.3 LIGAÇÕES COLADAS	32
3.4 LIGAÇÕES ENTALHADAS.....	33
3.4.1 LIGAÇÕES DENTEADAS	34
3.4.1.1 Dente simples aplicado na parte anterior.....	34
3.4.1.2 Dente simples aplicado na parte posterior	39
3.4.1.3 Dente duplo	41
3.5 LIGADORES METÁLICOS	43
3.5.1 PREGOS	44
3.5.2 AGRAFOS	46
3.5.3 PARAFUSOS AUTORROSCANTES.....	46
3.5.4 CAVILHAS E PARAFUSOS DE PORCA	49
3.5.5 LIGADORES PLANOS	51
3.5.5.1 Anéis.....	52
3.5.5.2 Placas circulares.....	53
3.5.5.3 Placas denteadas	53
3.5.5.4 Chapas metálicas denteadas	57
3.6 TEORIA DE JOHANSEN	58
3.6.1 MODOS DE ROTURA.....	60
3.6.1.1 Ligação madeira-madeira em corte duplo.....	61
3.6.1.2 Ligações madeira-aço em corte duplo	63
3.7 RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO	66
3.7.1 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NAS CHAPAS.....	66
3.7.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NA ZONA FRAGILIZADA DA MADEIRA.....	72

3.7.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DISPOSIÇÃO DOS FUROS DE PARAFUSOS	74
4 EUROCÓDIGO 5: PARTE 1-1	77
4.1 NOTA PRÉVIA	77
4.2 ORGANIZAÇÃO	77
4.3 BASES PARA O PROJETO.....	78
4.3.1 PRINCÍPIOS GERAIS.....	78
4.3.1.1 Estados limites últimos.....	78
4.3.1.2 Estados limites de serviço (SLS)	78
4.3.2 CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	81
4.3.3 CLASSES DE SERVIÇO	81
4.3.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E DOS PRODUTOS.....	81
4.3.4.1 Estados limites de utilização	82
4.3.4.2 Estados limites últimos.....	82
4.3.5 VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS	83
4.3.5.1 Valor de cálculo das propriedades de um material	83
4.3.5.2 Valor de cálculo das resistências	85
4.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	85
4.4.1 COEFICIENTE DE MODIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS ATENDENDO ÀS CLASSES DE SERVIÇO E À DURAÇÃO DAS AÇÕES.....	85
4.4.2 COEFICIENTE DE MODIFICAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO DE DEFORMAÇÕES ATENDENDO ÀS CLASSES DE SERVIÇO.....	87
4.4.3 EFEITO DO TAMANHO DO ELEMENTO NAS RESISTÊNCIAS.....	88
4.4.3.1 Madeira maciça	88
4.4.3.2 Madeira lamelada colada	88
4.5 OUTRAS CONSIDERAÇÕES.....	89
4.6 ANÁLISE ESTRUTURAL	89
4.7 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)	89
4.7.1 DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES SUJEITAS A TENSÕES NUMA DIREÇÃO PRINCIPAL	89
4.7.1.1 Sistema de coordenadas.....	90
4.7.1.2 Tração paralela ao fio.....	90
4.7.1.3 Tração perpendicular ao fio.....	90
4.7.1.4 Compressão paralela ao fio	90
4.7.1.5 Compressão perpendicular ao fio	91
4.7.1.6 Flexão simples	92
4.7.1.7 Corte.....	92
4.7.1.8 Torção	94
4.7.2 DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES SUJEITAS A TENSÕES COMBINADAS	95

4.7.2.1 Compressão a um ângulo com o fio.....	95
4.7.2.2 Flexão composta com tração	96
4.7.2.3 Flexão composta com compressão.....	96
4.7.3 ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS	97
4.7.3.1 Encurvadura	97
4.7.3.2 Bambeamento	99
4.8 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	101
4.8.1 VALORES LIMITE PARA DEFORMAÇÕES.....	101
4.8.2 OUTRAS CONSIDERAÇÕES	103
4.9 LIGAÇÕES COM ELEMENTOS METÁLICOS	103
4.9.1 LIGAÇÕES MADEIRA-MADEIRA EM CORTE DUPLO.....	104
4.9.2 LIGAÇÕES MADEIRA-AÇO EM CORTE DUPLO.....	106
4.9.3 ESPAÇAMENTOS MÍNIMOS	107
4.9.4 LIGAÇÕES COM PARAFUSOS DE PORCA.....	109
4.9.5 PLACAS DENTEADAS.....	112
4.9.6 DISPOSIÇÕES RELACIONADAS COM PARAFUSOS DE PORCA E CHAPAS DE LIGAÇÃO.....	115
4.9.7 ROTURA POR CORTE EM BLOCO	116
5 PROJETO DA ESTRUTURA DA COBERTURA.....	119
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO.....	119
5.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA COBERTURA E SUAS PROPRIEDADES.....	120
5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA LAMELADA COLADA	121
5.3.1 A EN 408:2010	122
5.3.2 OS ENSAIOS REALIZADOS.....	122
5.3.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS	125
5.3.3.1 Determinação da resistência à flexão paralela ao fio.....	125
5.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	127
5.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	127
5.4.1.1 Sobrecarga como ação variável de base	128
5.4.1.2 Vento como ação variável de base	128
5.4.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	128
5.4.2.1 Combinação característica	128
5.4.2.2 Combinação quase permanente	129
5.5 FORMULÁRIO DE APOIO AO PROJETO	129
5.6 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	138
5.6.1 AÇÕES PERMANENTES.....	138

5.6.1.1 Telha lusa	139
5.6.1.2 Ripas de madeira	139
5.6.1.3 Poliestireno expandido	140
5.6.1.4 Barrotes	141
5.6.1.5 Forro de madeira	142
5.6.1.6 Madres.....	142
5.6.2 AÇÕES VARIÁVEIS	149
5.6.2.1 Sobrecarga na cobertura.....	149
5.6.2.2 Ação do vento	150
5.7 GEOMETRIA DA ASNA.....	172
5.8 CONDIÇÕES DE APOIO.....	172
5.9 MODELAÇÃO DA COBERTURA	173
5.10 AÇÕES.....	174
5.11 ESFORÇOS RESULTANTES.....	175
5.11.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 1.....	176
5.11.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 2.....	177
5.12 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DAS ASNAS.....	178
5.13 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS ASNAS.....	182
5.13.1 VALORES DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS	182
5.13.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 1	184
5.13.2.1 Pernas	185
5.13.2.2 Linha.....	190
5.13.2.3 Escoras.....	192
5.13.2.4 Pendural	194
5.13.3 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 2.....	194
5.13.3.1 Perna	195
5.13.3.2 Linha.....	197
5.13.3.3 Escoras.....	202
5.13.3.4 Pendural	204
5.13.4 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO 1.....	205
5.14 LIGAÇÕES	206
5.14.1 LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS DAS ASNAS.....	206
5.14.2 CARACTERÍSTICAS DOS PARAFUSOS DE PORCA E DAS CHAPAS DE AÇO	207
5.14.2.1 Ligação 1 – Pernas-Pendural.....	208
5.14.2.2 Ligação 2 – Escoras-Pendural	216
5.14.2.3 Ligação 3 – Perna-Escora.....	221

5.14.2.4 Ligação 4 – Perna-Linha	226
5.14.2.5 Ligação 5a – Emenda da Linha.....	233
5.14.2.6 Ligação 5b – Pendural-Linha.....	237
5.14.2.7 Ligação 6 – Travamento da Linha	238
5.14.3 LIGAÇÃO MADRE-PERNA	239
5.14.4 LIGAÇÃO MADRE-PAREDE	243
5.14.5 LIGAÇÃO ASNA-CACHORRO	244
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	247
BIBLIOGRAFIA	249
ANEXOS.....	253
A.1 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA ASNA 1 APÓS PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DOS SEUS ELEMENTOS.....	253
A.2 VALIDAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO	256
A.3 PEÇAS DESENHADAS	261

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Abrigo em madeira construído pelo homem primitivo (120 000 a 40 000 a.C.). Kuklík (2008a).	3
Figura 2.2 – Abrigo em madeira construído por <i>Homo sapiens fossilis</i> (40 000 a 10 000 a.C.). Kuklík (2008a).	4
Figura 2.3 – Casa em madeira (4500 a.C.). Kuklík (2008a).	4
Figura 2.4 – Casa em madeira (3000 a.C.). Kuklík (2008a).	5
Figura 2.5 – Casa em madeira construída pelos Celtas (400 a.C.). Kuklík (2008a).	5
Figura 2.6 – Casa construída pelos Teutões (0 a 500 d.C.). Kuklík (2008a).	6
Figura 2.7 – Detalhes da interseção de troncos de madeira na construção de paredes. Kuklík (2008a).	7
Figura 2.8 – Entalhe em forma de cauda de andorinha: a) reconstituição da ligação realizada no século XII – Kuklík (2008a); b) ligação realizada atualmente – Nordicasa (2012).	7
Figura 2.9 – Parede construída através da técnica enxaimel. Kuklík (2008a).	8
Figura 2.10 – Exemplos de estruturas das coberturas construídas no século XV. Kuklík (2008a).	8
Figura 2.11 – Ponte Sublícia. Kuklík (2008a).	9
Figura 2.12 – Ponte de César. Kuklík (2008a).	10
Figura 2.13 – Ponte de Trajano. Encyclopaedia Britannica (1910).	10
Figura 2.14 – Desenhos de Palladio relativamente a uma ponte de treliças em madeira. Kuklík (2008a).	11
Figura 2.15 – Ponte Kapellbrücke. Homedit (2012).	11
Figura 2.16 – Modelo da ponte Rhine. Kuklík (2008a).	12
Figura 2.17 – Coberturas em madeira: a) Pavilhão Atlântico (Lisboa) – Tips Guide Lisboa (2012); b) Piscina de Ondas – Zmar Eco Campo Resort (Fataca) – Jular (2012a); c) Colégio Penas Real (Alcochete) – Jular (2012b); d) Picadeiro (Trofa) – cortesia Prof. Afonso Serra Neves.	13
Figura 2.18 – Ponte pedonal (Sertã). Nosso Rasto (2012).	14
Figura 2.19 – Corte transversal do caule de uma árvore. Coutinho (1999).	15
Figura 2.20 – Estrutura celular da madeira. Aghayere (2007).	16
Figura 2.21 – Direções ou eixos principais a considerar na madeira. Coutinho (1999).	16
Figura 2.22 – Exemplo de curvas de retração na madeira segundo as direções axial, radial e tangencial. Coutinho (1999).	18
Figura 2.23 – Defeitos da madeira. Porteous (2007).	25
Figura 2.24 – Madeira lamelada colada: a) vigas curvas – Allbiz (2012); b) secção transversal de uma viga – fotografia do autor; c) cobertura de um pavilhão gimnodesportivo – AR (2012).	26
Figura 2.25 – <i>Fingerjoint</i> . Kaiser Wood Products (2012).	27
Figura 2.26 – Disposição das lamelas nos elementos de madeira lamelada colada combinada em função do esforço. Faria (2009).	27
Figura 2.27 – LVL, LSL e PSL (da esquerda para a direita). Structure Magazine (2007).	28
Figura 2.28 – Vigas I. Vandermeer (2012).	28
Figura 2.29 – OSB. Top House (2012).	29
Figura 2.30 – MDF. Consomos (2012).	29
Figura 2.31 – Contraplacados. Sunrise Industries (2012).	30
Figura 3.1 – Ligações coladas feitas sem e com chapas de ligação. Thelandersson (2003).	32
Figura 3.2 – Ligações coladas: a) ligação entre dois painéis; b) ligação denteada horizontal; c) ligação denteada vertical. TRADA (1992).	32
Figura 3.3 – Soluções de reforço para ligações perna-linha de asnas: a) esquadro; b) varão; c) braçadeira. Branco (2006).	33
Figura 3.4 – Ligação entalhada entre a perna e linha de uma asna.	33
Figura 3.5 – Ligações entalhadas: a) cachorro; b) nó de cruzamento 1; c) nó de cruzamento 2.	34
Figura 3.6 – Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior.	35
Figura 3.7 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior.	35
Figura 3.8 – Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte posterior.	39

Figura 3.9 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte posterior.....	39
Figura 3.10 – Ligação entalhada perna-linha com dente duplo.	41
Figura 3.11 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente duplo.	42
Figura 3.12 – Ligadores metálicos: a) pregos; b) cavilha; c) parafuso de porca; d) parafuso autorroscante de cabeça redonda; e) parafuso autorroscante de cabeça de embeber; f) parafuso autorroscante de cabeça sextavada; g) Anel aberto; h) placa metálica denteada; i) chapa metálica denteada. Kuklík (2008b).....	44
Figura 3.13 – Tipos de pregos: a) redondo e liso; b) com incisões anelares; c) helicoidal. Porteous (2007). ..	45
Figura 3.14 – Agrafo para madeiras. Rapid (2012).	46
Figura 3.15 – Parafusos autorroscantes: a) cabeça de embeber; b) cabeça redonda; c) cabeça sextavada. Porteous (2007).	47
Figura 3.16 – Cavilhas e parafusos de porca típicos: a) cavilhas; b) parafusos de porca. Porteous (2007). ..	49
Figura 3.17 – Anel. Porteous (2007).	52
Figura 3.18 – Placas circulares. Porteous (2007).	53
Figura 3.19 – Placas denteadas: a) placa com dentes salientes para um só lado; b) placa com dentes salientes para ambos os lados. Porteous (2007).	54
Figura 3.20 – Tipos de placas denteadas: a) C1; b) C2; c) C3; d) C4; e) C5. Simpson Strong-Tie (2011). ..	54
Figura 3.21 – Dimensões relevantes para ligações com placas denteadas. Porteous (2007).	55
Figura 3.22 – Ligações madeira-madeira com placas que possuem dentes para ambos os lados. Simpson Strong-Tie (2011).	56
Figura 3.23 – Chapas metálicas denteadas: a) pormenor da ligação entre dois elementos de madeira; b) colocação da chapa metálica através de prensa hidráulica; c) asnas de uma cobertura ligadas por chapas metálicas denteadas. Bovanail (2006).	57
Figura 3.24 – Ligação madeira-madeira em corte simples: a) alçado; b) corte.	58
Figura 3.25 – Esquema de ensaio para a determinação da resistência ao esmagamento localizado. Faria (2009).	59
Figura 3.26 – Ligadores sujeitos a corte: a) corte simples; b) corte duplo; c) corte múltiplo. Faria (2009). ..	60
Figura 3.27 – Índices usados para caracterizar os elementos de madeira em situação de corte duplo. Faria (2009).	61
Figura 3.28 – Modos de rotura 1 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).	62
Figura 3.29 – Modo de rotura 2 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).	62
Figura 3.30 – Modo de rotura 3 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).	63
Figura 3.31 – Ligação com rotação do ligador. Faria (2009).	64
Figura 3.32 – Ligação sem rotação do ligador. Faria (2009).	64
Figura 3.33 – Modo de rotura 1 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).	65
Figura 3.34 – Modo de rotura 2 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).	65
Figura 3.35 – Modo de rotura 3 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).	66
Figura 3.36 – Ligação escora-pendural de uma asna com recurso a parafusos e chapa de interposição. .	67
Figura 3.37 – Corte A-A da ligação escora-pendural.	67
Figura 3.38 – Tensão de corte atuante, τ_{Ed} , na zona da chapa ilustrada.	71
Figura 3.39 – Passo e diâmetros maior e menor de um parafuso. MSPC (2007).	74
Figura 3.40 – Símbolos para as distâncias ao extremo e ao bordo lateral e para os espaçamentos das peças de ligação. NP EN 1993-1-8:2010.	76
Figura 4.1 – Sistema de coordenadas adotado. EN 1995-1-1:2004.	90
Figura 4.2 – Elemento sobre diferentes condições de apoio: a) apoio contínuo; b) apoio direto. EN 1995-1-1:2004.	92
Figura 4.3 – Componentes da tensão de corte num elemento: a) uma das componentes paralela ao fio; b) ambas as componentes perpendiculares ao fio. EN 1995-1-1:2004.	93

Figura 4.4 – Condições existentes nos apoios para que a contribuição da força concentrada F seja desprezada no que diz respeito a efeitos de contabilização de esforço transverso. EN 1995-1-1:2004.	94
Figura 4.5 – Tensões de compressão que resultam de esforços que incidem num ângulo em relação à direção do fio do elemento, α . EN 1995-1-1:2004.	95
Figura 4.6 – Componentes da deformação. EN 1995-1-1:2004.	102
Figura 4.7 – Deformação de um ligador e forças de atrito resultantes. Hirai (2008).	105
Figura 4.8 – Distâncias entre ligadores na madeira: a) distâncias entre eixos ligadores na direção do fio e na direção perpendicular ao fio; b) distâncias aos topos e aos bordos. EN 1995-1-1:2004.	108
Figura 4.9 – Dimensões para ligações com placas denteadas. EN 1995-1-1:2004.	113
Figura 4.10 – Exemplo de rotura por corte em bloco devido ao esgotamento da resistência ao corte das superfícies laterais. EN 1995-1-1:2004.	117
Figura 4.11 – Exemplo de rotura por corte em bloco devido ao esgotamento da resistência à tração da superfície de topo. EN 1995-1-1:2004.	117
Figura 5.1 – Planta do picadeiro – cortesia GEPEC.	119
Figura 5.2 – Alçados do edifício onde se integra o espaço picadeiro: a) alçado norte; b) alçado sul; c) alçado nascente; d) alçado poente – cortesia GEPEC.	120
Figura 5.3 – Esquema do ensaio para avaliação da resistência à flexão paralela ao fio. EN 408:2010.	122
Figura 5.4 – Provetes ensaiados: a) viga 1; b) viga 2.	123
Figura 5.5 – Secções transversais dos provetes ensaiados: a) viga 1; b) viga 2.	123
Figura 5.6 – Esquema de ensaio usado para os ensaios mencionados.	124
Figura 5.7 – Pormenores dos apoios utilizados para suportar os provetes ensaiados.	124
Figura 5.8 – Resultados do ensaio para a determinação da resistência à flexão paralela ao fio da viga 1.	126
Figura 5.9 – Fotografias do provete de madeira lamelada colada após atingir a rotura.	126
Figura 5.10 – Secção composta.	132
Figura 5.11 – Tensão tangencial de corte máxima, $\tau_{máx}$, numa secção retangular.	135
Figura 5.12 – Telha lusa. CS-Telhas (2012).	139
Figura 5.13 – Secção transversal das ripas.	139
Figura 5.14 – Exemplo de esquema de aplicação da telha lusa. Torreense Cerâmicas (2010).	140
Figura 5.15 – Placas de EPS. Beatriz Salero (2012).	140
Figura 5.16 – Secção transversal dos barrotes.	141
Figura 5.17 – Esquema exemplificativo da aplicação das placas de EPS sobre os barrotes. Termotécnica (2012).	141
Figura 5.18 – Coeficiente de exposição, $c_e(z)$, para $c_0(z) = 1,0$ e $k_1 = 1,0$. NP EN 1991-1-4:2010.	151
Figura 5.19 – Pressões exercidas sobre elementos de uma estrutura: a) e d) com aberturas na face de incidência do vento; b) e c) sem aberturas na face de incidência do vento. NP EN 1991-1-4:2010.	154
Figura 5.20 – Altura de referência, z_e , em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica. NP EN 1991-1-4:2010.	155
Figura 5.21 – Zonas em paredes verticais. NP EN 1991-1-4:2010.	156
Figura 5.22 – Coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, nas zonas A, B, C, D e E das paredes do edifício segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$	157
Figura 5.23 – Coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, nas zonas A, B, C, D e E das paredes do edifício segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$	158
Figura 5.24 – Ângulo de inclinação, α , da cobertura. NP EN 1991-1-4:2010.	159
Figura 5.25 – Zonas a considerar em coberturas de duas vertentes. NP EN 1991-1-4:2010.	159
Figura 5.26 – Zonas em coberturas de duas vertentes: a) segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$; b) segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$	160
Figura 5.27 – Alçado poente – cortesia GEPEC.	162
Figura 5.28 – Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} , nas superfícies da cobertura para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	164

Figura 5.29 – Coeficientes de pressão resultantes, c_p , nas superfícies da cobertura para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	164
Figura 5.30 – Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} , nas superfícies da cobertura para a Parte 2: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	165
Figura 5.31 – Coeficientes de pressão resultantes, c_p , nas superfícies da cobertura para a Parte 2: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	165
Figura 5.32 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 1: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p	166
Figura 5.33 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 2: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p	166
Figura 5.34 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 3: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p	167
Figura 5.35 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	168
Figura 5.36 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$ para a Parte 2: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.	169
Figura 5.37 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$: a) Parte 1; b) Parte 2; c) Parte 3.	170
Figura 5.38 – Valores de w (kN.m ⁻²) a considerar nas diferentes zonas do edifício segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$	171
Figura 5.39 – Valores de w (kN.m ⁻²) a considerar nas diferentes zonas do edifício segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$	171
Figura 5.40 – Geometria da asna e condições de apoio.	172
Figura 5.41 – Comprimentos dos elementos que compõem a asna.	172
Figura 5.42 – Modelo global da estrutura da cobertura criado no <i>software</i> Autodesk® Robot™: a) vista exterior; b) vista interior.	173
Figura 5.43 – Sistema de coordenadas adotado no <i>software</i> Autodesk® Robot™.	174
Figura 5.44 – Cargas introduzidas no modelo da estrutura da cobertura construído no <i>software</i> Autodesk® Robot™.	174
Figura 5.45 – Colocação da carga relativa ao peso próprio da telha nas madres da cobertura.	175
Figura 5.46 – Convenção adotada para os sinais positivos dos esforços N , V e M nas extremidades de um troço de um elemento linear.	176
Figura 5.47 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU ₁).	176
Figura 5.48 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU ₁).	176
Figura 5.49 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU ₁).	177
Figura 5.50 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU ₂).	177
Figura 5.51 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU ₂).	178
Figura 5.52 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU ₂).	178
Figura 5.53 – Modelo global da estrutura da cobertura criado no <i>software</i> Autodesk® Robot™, após pré-dimensionamento das secções dos elementos que compõem as asnas.	181
Figura 5.54 – Secção da linha da asna.	181
Figura 5.55 – Esquema da ligação perna-linha.	182
Figura 5.56 – Tramitação a seguir para a análise do risco da ocorrência de encurvadura de acordo com a EN 1995-1-1:2004.	186
Figura 5.57 – Tramitação a seguir para a análise do risco da ocorrência de bambeamento de acordo com a EN 1995-1-1:2004.	189
Figura 5.58 – Distância entre travamentos nas linhas das asnas da cobertura.	199
Figura 5.59 – Deformações na Asna 1.	205

Figura 5.60 – Ligações a considerar entre os diversos elementos que compõem as asnas da cobertura.	206
Figura 5.61 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre as pernas e o pendural.	208
Figura 5.62 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa entre a perna e o pendural.	212
Figura 5.63 – Esquema da ligação pernas-pendural.	215
Figura 5.64 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre as escoras e o pendural.	216
Figura 5.65 – Tensão de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa entre a escora e o pendural.	219
Figura 5.66 – Esquema da ligação escoras-pendural.	220
Figura 5.67 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre a perna e a escora.	221
Figura 5.68 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , nas zonas de interface da chapa entre a perna e a escora.	224
Figura 5.69 – Esquema da ligação perna-escora.	226
Figura 5.70 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre a perna e a linha.	226
Figura 5.71 – Comprimento de contacto da perna com o apoio.	231
Figura 5.72 – Esquema da ligação perna-linha.	232
Figura 5.73 – Esquema da emenda da linha.	233
Figura 5.74 – Ligação emenda da linha (alçado e corte).	236
Figura 5.75 – Ligação pendural-linha.	237
Figura 5.76 – Pormenor da chapa de ligação do pendural à linha.	238
Figura 5.77 – Travamento da linha (alçado e corte).	239
Figura 5.78 – Esforço transversal atuante na zona em estudo.	239
Figura 5.79 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa em estudo.	241
Figura 5.80 – Pormenor da chapa de ligação da madre à perna.	242
Figura 5.81 – Esquema da chapa de ligação das extremidades das asnas da cobertura aos cachorros.	244
Figura 5.82 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa em estudo.	246
Figura 5.83 – Esquema da ligação das asnas da cobertura aos cachorros de betão.	246
Figura A.1 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU ₁).	253
Figura A.2 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU ₁).	253
Figura A.3 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU ₁).	254
Figura A.4 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU ₂).	254
Figura A.5 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU ₂).	254
Figura A.6 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU ₂).	255
Figura A.7 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (SLS ₁).	255
Figura A.8 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (SLS ₁).	255
Figura A.9 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (SLS ₁).	256
Figura A.10 – Diagrama de esforço transversal da madre de cumeeira e reação no apoio (ELU ₁). ..	256
Figura A.11 – Geometria das asnas da cobertura.	257
Figura A.12 – Valores das reações verificadas nos apoios da Asna 1 no <i>software</i> utilizado devido ao peso próprio das telhas.	259

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente de dilatação térmica da madeira. Coutinho (1999).	19
Quadro 2.2 – Valores médios da resistividade transversal. Coutinho (1999).	20
Quadro 3.1 – Diâmetros e passos de parafusos. NP ISO 262:2008.	48
Quadro 3.2 – Classes de resistência dos parafusos de porca. NP EN 1993-1-8.	50
Quadro 3.3 – Valores nominais da tensões de cedência, f_y , e da tensão última, f_u , para aços estruturais. NP EN 1993-1-1:2010.	51
Quadro 3.4 – Características de algumas placas denteadas do tipo C1. EN 912:2011.	55
Quadro 3.5 – Distância mínima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos. NP EN 1993-1-8:2010.	75
Quadro 4.1 – Classes de duração das ações e exemplos de ações pertencentes a essas classes. EN 1995-1-1:2004.	81
Quadro 4.2 – Valores recomendados para o coeficiente parcial de segurança do material, γ_M . EN 1995-1-1:2004.	84
Quadro 4.3 – Valores de k_{mod} . EN 1995-1-1:2004.	86
Quadro 4.4 – Valores de k_{def} . EN 1995-1-1:2004.	87
Quadro 4.5 – Rácio entre o comprimento efetivo de bambeamento, l_{ef} , e o comprimento do vão, l . EN 1995-1-1:2004.	100
Quadro 4.6 – Exemplos de valores limites para a deformação de vigas. EN 1995-1-1:2004.	102
Quadro 4.7 – Exemplos de valores limites para a deformação total, $w_{net,fin}$. Faria (2009).	103
Quadro 4.8 – Valores limite para o rácio entre $F_{ax,Rk}/4$ e a parcela referente à Teoria de Johansen. EN 1995-1-1:2004.	106
Quadro 4.9 – Espaçamentos mínimos para parafusos de porca. EN 1995-1-1:2004.	110
Quadro 4.10 – Valores de d_c para os diferentes tipos de placas denteadas. EN 1995-1-1:2004.	112
Quadro 4.11 – Espaçamentos mínimos para placas denteadas dos tipos C1 a C9. EN 1995-1-1:2004.	115
Quadro 4.12 – Espaçamentos mínimos para placas denteadas dos tipos C10 e C11. EN 1995-1-1:2004.	115
Quadro 5.1 – Peso de coberturas em edifícios – telha lusa. Farinha (1993).	120
Quadro 5.2 – Peso de coberturas em edifícios – EPS. ACEPE (2012).	120
Quadro 5.3 – Pesos volúmicos da madeira maciça da classe C18 e da madeira lamelada colada da classe GL24h. NP EN 1991-1-1:2009.	120
Quadro 5.4 – Massas volúmicas da madeira maciça da classe C18 e da madeira lamelada colada da classe GL24h (valores característicos). EN 338:2009 e EN 1194:2002.	121
Quadro 5.5 – Propriedades mecânicas da madeira maciça da classe C18 (valores característicos). EN 338:2009.	121
Quadro 5.6 – Propriedades mecânicas da madeira lamelada colada da classe GL24h (valores característicos). EN 1194:2002.	121
Quadro 5.7 – Valores de γ_G e γ_Q para a combinação de ações ELU ₁ . NP EN 1990:2009.	128
Quadro 5.8 – Valores de γ_G e γ_Q para a combinação de ações ELU ₂ . NP EN 1990:2009.	128
Quadro 5.9 – Valores do coeficiente β de acordo com Saint Venant. Juvandes (2004).	132
Quadro 5.10 – Medidas das secções de madeira comercializadas pela Imowood, Imóveis de Madeira, Lda.: a) Medida padronizada; b) Medida sob consulta. Imowood (2012).	144
Quadro 5.11 – Valores de e_m , $p_{Ed,ELU,m}$, $M_{Ed,m}$ e $\sigma_{Ed,m}$.	145
Quadro 5.12 – Valores de cálculo de $p_{Ed,CAR,m}$, $w_{inst,m}$, $p_{Ed,QP,m}$ e $w_{net,fin,m}$ para diferentes espaçamentos entre madres, e_m .	146
Quadro 5.13 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 5,0 m.	146
Quadro 5.14 – Número de madres e consequente peso associados aos espaçamentos, $e_{m,1}$, para as Secções 1 e 2.	147

Quadro 5.15 – Valores de $p_{Ed,ELU,b}$, $M_{Ed,b}$ e $\sigma_{Ed,b}$ para um e_b de 0,50 m.....	148
Quadro 5.16 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 1,20 m.	149
Quadro 5.17 – Valores de $p_{Ed,CAR,b}$, $w_{inst,b}$, $p_{Ed,QP,b}$ e $w_{net,fin,b}$ para um e_b de 0,50 m.....	149
Quadro 5.18 – Categorias de coberturas. NP EN 1991-1-1:2009.	150
Quadro 5.19 – Sobrecarga em coberturas da categoria H. NP EN 1991-1-1:2009.....	150
Quadro 5.20 – Valores dos coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, para paredes verticais de edifícios de planta retangular.	157
Quadro 5.21 – Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$	161
Quadro 5.22 – Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas, $c_{pe,10}$, de duas vertentes segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$	161
Quadro 5.23 – Valores dos coeficientes de pressão interior, c_{pi} , para coberturas de duas vertentes segundo as direções do vento $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$	163
Quadro 5.24 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para as Partes 1 e 3.	167
Quadro 5.25 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para a Parte 2.....	168
Quadro 5.26 – Pressões resultantes, w (kN.m ⁻²), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$, para as Partes 1, 2 e 3.	169
Quadro 5.27 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU ₁	177
Quadro 5.28 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU ₂	178
Quadro 5.29 – Pré-dimensionamento das secções das pernas, linha e escoras das asnas.	179
Quadro 5.30 – Pré-dimensionamento da secção do pendural das asnas.	180
Quadro 5.31 – Valor do coeficiente k_h a ser aplicado na determinação do valor de cálculo da resistência à tração da madeira lamelada colada, $f_{t,0,g,d}$	183
Quadro 5.32 – Valores do coeficiente k_h a serem aplicados na determinação do valor de cálculo da resistência à flexão da madeira lamelada colada, $f_{m,g,d}$	183
Quadro 5.33 – Valores de cálculo das resistências à compressão, $f_{c,0,g,d}$, tração, $f_{t,0,g,d}$, e flexão, $f_{m,g,d}$, da madeira lamelada colada da classe GL24h, para as combinações de ações ELU ₁ e ELU ₂	184
Quadro 5.34 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU ₁ – verificações de segurança.	184
Quadro 5.35 – Características geométricas das secções transversais dos elementos das asnas. ...	185
Quadro 5.36 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU ₁	185
Quadro 5.37 – Valores das tensões atuantes nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU ₁	185
Quadro 5.38 – Esforços atuantes máximos na Perna 1 em relação à combinação de ações ELU ₁ . .	187
Quadro 5.39 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Perna 1 – ELU ₁	187
Quadro 5.40 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Perna 1 – ELU ₁	187
Quadro 5.41 – Esforços atuantes máximos na Perna 2 em relação à combinação de ações ELU ₁ . .	188
Quadro 5.42 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Perna 2 – ELU ₁	188
Quadro 5.43 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Perna 2 – ELU ₁	188
Quadro 5.44 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 1 – ELU ₁	190

Quadro 5.45 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 2 – ELU_1	190
Quadro 5.46 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_1	190
Quadro 5.47 – Valores das tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_1	191
Quadro 5.48 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna 1 – ELU_1	191
Quadro 5.49 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_1	192
Quadro 5.50 – Valores das tensões atuantes nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_1	192
Quadro 5.51 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna nas Escoras – ELU_1	193
Quadro 5.52 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna nas Escoras – ELU_1	193
Quadro 5.53 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento nas escoras – ELU_1	194
Quadro 5.54 – Valor da tensão atuante de tração na direção do fio no pendural da Asna 1, em relação à combinação de ações ELU_1	194
Quadro 5.55 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU_2 – verificações de segurança.....	195
Quadro 5.56 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2	195
Quadro 5.57 – Valores das tensões atuantes nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2	195
Quadro 5.58 – Esforços atuantes máximos na Perna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 ..	196
Quadro 5.59 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 1 – ELU_2	196
Quadro 5.60 – Esforços atuantes máximos na Perna 2 em relação à combinação de ações ELU_2 ..	197
Quadro 5.61 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 2 – ELU_2	197
Quadro 5.62 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2	197
Quadro 5.63 – Valores das tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2	198
Quadro 5.64 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Linha 1 – ELU_2	199
Quadro 5.65 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Linha 1 – ELU_2	199
Quadro 5.66 – Características geométricas da nova secção transversal das linhas das asnas.....	200
Quadro 5.67 – Valores das novas tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2	200
Quadro 5.68 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Linha 1 (nova secção transversal) – ELU_2	200
Quadro 5.69 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Linha 1 (nova secção transversal) – ELU_2 ..	200
Quadro 5.70 – Características geométricas da secção transversal da Linha 2.	201
Quadro 5.71 – Valores das tensões atuantes na Linha 2 em relação à combinação de ações ELU_2 ..	201

Quadro 5.72 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Linha 2 – ELU_2 .	201
Quadro 5.73 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Linha 2 – ELU_2 .	202
Quadro 5.74 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna 1 – ELU_2 .	202
Quadro 5.75 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 .	203
Quadro 5.76 – Valores das tensões atuantes nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 .	203
Quadro 5.77 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento nas escoras – ELU_2 .	204
Quadro 5.78 – Valor da tensão atuante de compressão na direção do fio no pendural da Asna 1, em relação à combinação de ações ELU_2 .	204
Quadro 5.79 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna no pendural – ELU_2 .	205
Quadro 5.80 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna no pendural – ELU_2 .	205
Quadro 5.81 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 15,90 m.	206
Quadro 5.82 – Dimensões das secções transversais dos elementos que constituem as asnas.	207
Quadro 5.83 – Características dos parafusos utilizados nas ligações.	207
Quadro 5.84 – Classe de aço utilizado nas chapas de ligação.	208
Quadro 5.85 – Características relacionadas com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das pernas ao pendural da Asna 1.	208
Quadro 5.86 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M20 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação pernas-pendural).	209
Quadro 5.87 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação pernas-pendural).	209
Quadro 5.88 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação pernas-pendural).	209
Quadro 5.89 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação pernas-pendural).	209
Quadro 5.90 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para o pendural (ligação pernas-pendural).	210
Quadro 5.91 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as pernas (ligação pernas-pendural).	210
Quadro 5.92 – Valor de cálculo da força de tração resistente da chapa, $F_{t,Rd}$, na ligação pernas-pendural.	211
Quadro 5.93 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação pernas-pendural.	211
Quadro 5.94 – Determinação de α_b (ligação pernas-pendural).	211
Quadro 5.95 – Determinação de k_1 (ligação pernas-pendural).	211
Quadro 5.96 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação pernas-pendural).	212
Quadro 5.97 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface perna-pendural.	212
Quadro 5.98 – Valor de cálculo de $F_{t,d}$ na área da secção de madeira fragilizada do pendural (ligação pernas-pendural).	213

Quadro 5.99 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da perna (ligação pernas-pendural).	213
Quadro 5.100 – Valor de $A_{net,t}$ para a ligação em estudo.	213
Quadro 5.101 – Valores de $l_{v,i}$	214
Quadro 5.102 – Valor de $A_{net,v}$ para a ligação em estudo.	214
Quadro 5.103 – Valor de $F_{bs,Rd}$	214
Quadro 5.104 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação pernas-pendural).	214
Quadro 5.105 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação pernas-pendural).	215
Quadro 5.106 – Aspectos relacionados com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das escoras ao pendural da Asna 1.	216
Quadro 5.107 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação escoras-pendural).	216
Quadro 5.108 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação escoras-pendural).	217
Quadro 5.109 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação escoras-pendural).	217
Quadro 5.110 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada (ligação escoras-pendural).	217
Quadro 5.111 – Valor de cálculo da força de tração resistente da chapa, $F_{t,Rd}$, na ligação escoras-pendural.	217
Quadro 5.112 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação escoras-pendural.	218
Quadro 5.113 – Determinação de α_b (ligação escoras-pendural).	218
Quadro 5.114 – Determinação de k_1 (ligação escoras-pendural).	218
Quadro 5.115 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação escoras-pendural).	218
Quadro 5.116 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface escora-pendural.	219
Quadro 5.117 – Valor de cálculo de $F_{t,d}$ na área da secção de madeira fragilizada do pendural (ligação escoras-pendural).	219
Quadro 5.118 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da escora (ligação escoras-pendural).	219
Quadro 5.119 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação escoras-pendural).	220
Quadro 5.120 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação escoras-pendural).	220
Quadro 5.121 – Aspectos relacionados com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação da perna à escora da Asna 1.	221
Quadro 5.122 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação perna-escora).	221
Quadro 5.123 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação perna-escora).	222
Quadro 5.124 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação perna-escora).	222
Quadro 5.125 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as escoras (ligação perna-escora).	222

Quadro 5.126 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as pernas (ligação perna-escora).	222
Quadro 5.127 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação perna-escora.	223
Quadro 5.128 – Determinação de α_b (ligação perna-escora).	223
Quadro 5.129 – Determinação de k_1 (ligação perna-escora).	223
Quadro 5.130 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação perna-escora).	223
Quadro 5.131 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface escora-perna.	224
Quadro 5.132 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface perna 1-perna 2.	224
Quadro 5.133 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da perna (ligação perna-escora).	225
Quadro 5.134 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação perna-escora).	225
Quadro 5.135 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação perna-escora).	225
Quadro 5.136 – Espessuras da linha e da perna, t_1 e t_2 .	227
Quadro 5.137 – Características das placas denteadas do tipo C1 ($d_c = 75$ mm). EN 912:2011.	227
Quadro 5.138 – Valores de $F_{v,Rk}$ e dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 .	227
Quadro 5.139 – Valor de cálculo da resistência do número de pares de placas adotados, $F_{v,Rd,p,t}$ (ligação perna-linha).	228
Quadro 5.140 – Diâmetro nominal do parafuso adotado e espessuras da linha e da perna, t_1 e t_2 .	228
Quadro 5.141 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M20 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação perna-linha).	229
Quadro 5.142 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1,1}$ e $F_{v,Rk,M1,2}$ (ligação perna-linha).	229
Quadro 5.143 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação perna-linha).	229
Quadro 5.144 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação perna-linha).	229
Quadro 5.145 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$ (ligação perna-linha).	230
Quadro 5.146 – Valor de cálculo da resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,t,l}$ (ligação perna-linha).	230
Quadro 5.147 – Tensão de compressão de cálculo atuante, $\sigma_{c,\alpha,d}$ na área de contacto da perna com o apoio.	231
Quadro 5.148 – Valor de cálculo da resistência à compressão segundo um ângulo em relação à direção do fio, α .	231
Quadro 5.149 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias das placas denteadas às extremidades e bordos da madeira (ligação perna-linha).	232
Quadro 5.150 – Espessuras da linha e da emenda, t_1 e t_2 .	234
Quadro 5.151 – Valores de $F_{v,Rk}$ e dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 .	234
Quadro 5.152 – Valor de cálculo da resistência do número de pares de placas adotados, $F_{v,Rd,p,t}$ (emenda da linha).	234
Quadro 5.153 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1,1}$ e $F_{v,Rk,M1,2}$ (emenda da linha).	235
Quadro 5.154 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$ (emenda da linha).	235

Quadro 5.155 – Valor de cálculo da resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,L}$ (emenda da linha).	235
Quadro 5.156 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias das placas denteadas às extremidades e bordos da madeira (emenda da linha).	236
Quadro 5.157 – Dimensões da emenda de madeira.	236
Quadro 5.158 – Características da chapa a utilizar na ligação pendural-linha.	237
Quadro 5.159 – Tipo de parafusos a utilizar na ligação da chapa ao pendural.	237
Quadro 5.160 – Dimensões do bloco de madeira a utilizar no travamento da linha.	238
Quadro 5.161 – Características relacionadas com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das madres às pernas da Asna 1.	240
Quadro 5.162 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M8 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação madre-perna).	240
Quadro 5.163 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação madre-perna).	240
Quadro 5.164 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação madre-perna).	240
Quadro 5.165 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação madre-perna).	240
Quadro 5.166 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada (ligação madre-perna).	241
Quadro 5.167 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface em estudo.	241
Quadro 5.168 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação madre-perna).	242
Quadro 5.169 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação madre-perna).	242
Quadro 5.170 – Propriedades do betão de classe de resistência C20/25. NP EN 1992-1-1:2010.	243
Quadro 5.171 – Propriedades do aço A235 EL e de varões de 8 mm de diâmetro nominal. Soluções M (2012).	243
Quadro 5.172 – Valor da resistência de quatro varões de aço de 8 mm de diâmetro nominal.	243
Quadro 5.173 – Comprimento de amarração de cálculo de varões de aço de 8 mm de diâmetro no betão.	243
Quadro 5.174 – Propriedades do betão de classe de resistência C20/25. NP EN 1992-1-1:2010.	245
Quadro 5.175 – Propriedades do aço A235 EL e de varões de 12 mm de diâmetro nominal. Soluções M (2012).	245
Quadro 5.176 – Valor da resistência de dois varões de aço de 12 mm de diâmetro nominal.	245
Quadro 5.177 – Comprimento de amarração de cálculo dos chumbadouros nos cachorros de betão.	245
Quadro 5.178 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface em estudo.	246
Quadro A.1 – Secções dos elementos das asnas após realizado o pré-dimensionamento.	253
Quadro A.2 – Valores das reações nos apoios das asnas obtidas através de cálculo.	257
Quadro A.3 – Valores das reações nos apoios das asnas obtidas através do <i>software</i> utilizado.	257
Quadro A.4 – Desvio entre o valor das reações verificadas no <i>software</i> utilizado e as calculadas (relativamente às cargas atuantes).	257
Quadro A.5 – Desvio entre o valor das reações verificadas no <i>software</i> utilizado e as calculadas (relativamente ao peso próprio da Asna 1).	259

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a.C. – antes de Cristo

cm – centímetro

d.C. – depois de Cristo

ELU – estados limites últimos

EPS – poliestireno expandido

GEPEC – Gabinete de Estudos e Projectos de Engenharia Civil da Trofa, Lda.

h – hora

ha – hectare

kg – quilograma

km – quilómetro

kN – quilonewton

LSL – *laminated strand lumber*

LVL – madeira micro lamelada colada

m – metro

MDF – aglomerados de fibras de média densidade

mm – milímetro

MPa – megapascal

MΩ – megaohm

N.º – número

OSB – *oriented strand board*

PSF – ponto de saturação das fibras

PSL – *parallel strand lumber*

SLS – estados limites de utilização

°C – grau Celsius

As normas regulamentares serão referidas pela nomenclatura convencional; e.g., EN 1995-1-1:2004 e NP EN 1993-1-1:2010.

Omitiu-se dentro de cada subcapítulo a repetição do significado dos termos das expressões.

1

INTRODUÇÃO

A madeira foi desde sempre um dos materiais mais usados na construção de edificações, uma vez que se encontra em abundância na natureza.

Com o desenvolvimento das tecnologias de corte da madeira foi possível usar este material com as formas mais adequadas a cada utilização.

Os tratamentos associados a técnicas de colagem conduziram a um material estrutural duradouro, estável e com bom comportamento mecânico.

Também a evolução das técnicas de ligação entre diferentes peças de madeira veio facilitar o desenvolvimento de estruturas complexas e a sua aplicação a soluções de grandes dimensões.

Na atualidade as soluções estruturais em madeira em edifícios podem considerar-se competitivas com as alternativas disponíveis, são amigas do ambiente e proporcionam soluções que em termos arquitetónicos podem muitas vezes considerar-se superiores.

No presente trabalho, o grande objetivo é o desenvolvimento do projeto da estrutura da cobertura de um dos espaços de um edifício, mais concretamente um picadeiro com as dimensões em planta de cerca de 16 m × 30 m.

Trata-se de um picadeiro já construído, com uma solução de cobertura igualmente em madeira. No trabalho desenvolvido foram encaradas soluções alternativas às encontradas em obra, tendo-se procurado otimizar o consumo de material.

Consideraram-se as ações regulamentares, foram efectuadas as diversas combinações de ações e identificados os esforços condicionantes.

A madeira usada foi o pinho de abeto sob a forma de peças lameladas coladas.

Todas as ligações entre peças constituintes da estrutura foram verificadas por cálculo.

Um conjunto de desenhos foi desenvolvido com a definição da solução de projeto adotada.

O trabalho está organizado em seis capítulos principais.

No presente capítulo é efetuado um breve enquadramento do trabalho e faz-se a descrição sumária do conteúdo dos diversos capítulos.

No segundo capítulo, após uma resenha histórica das estruturas de madeira, são descritas as principais propriedades da madeira, elencando os seus derivados.

No capítulo terceiro são descritas as diferentes formas de ligação de peças de madeira, coladas, entalhadas e metálicas.

No capítulo quarto é feita referência às principais disposições regulamentares previstas no Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004).

No quinto capítulo é apresentada a solução de projeto proposta para o picadeiro em análise, e justificadas as soluções adotadas; são ainda referidos os ensaios de caracterização das propriedades mecânicas da madeira lamelada colada.

Finalmente no capítulo sexto são apresentadas algumas considerações finais.

2

A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL

2.1 RESENHA HISTÓRICA DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA

A História tem provado que as admiráveis capacidades intelectuais do Homem, quando aliadas à sua desmesurada ambição de desafiar a natureza, potenciam a invenção de soluções engenhosas que funcionam como um garante da sua sobrevivência e do seu bem-estar.

Percorrendo um longo caminho através do tempo, percebe-se que a matéria-prima madeira, desde sempre disponível na natureza através de diversas espécies de árvores existentes, é um material cujo âmbito de aplicações é extenso. Das diversas aplicações possíveis destacam-se a construção de edifícios e pontes, maquinaria industrial, instrumentos de guerra e barcos – Kuklík (2008a).

Os parágrafos que se seguem ilustram a evolução observada na Europa, ao longo de milhares de anos, no que diz respeito ao uso da madeira no âmbito da construção de edifícios e pontes e a sua evolução, acompanhando de perto a exposição de Kuklík (2008a). No final, expor-se-á a situação atual em Portugal referente ao uso da madeira como material estrutural.

2.1.1 CONSTRUÇÕES PARA HABITAÇÃO

2.1.1.1 Abrigos em madeira

O homem primitivo – *Homo sapiens neanderthalensis* (cerca de 120 000 a 40 000 a.C.) – deu os primeiros passos na construção de estruturas de madeira quando decidiu edificar abrigos de planta circular, constituídos por um conjunto apropriado de ramos de árvores entrelaçados uns com os outros através de galhos de árvore de folha caduca (ver Figura 2.1).

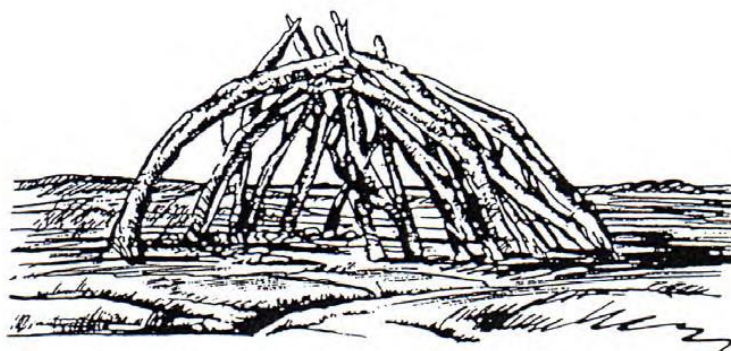


Figura 2.1 – Abrigo em madeira construído pelo homem primitivo (120 000 a 40 000 a.C.). Kuklík (2008a).

Durante o último período glacial os *Homo sapiens neanderthalensis* terão desaparecido mas chegaram à Europa os seus sucessores, os *Homo sapiens fossilis* (cerca de 40 000 a 10 000 a.C.), provenientes dos continentes vizinhos, que continuaram a usar a madeira para construir os seus abrigos.

Tais abrigos seriam compostos por um conjunto adequado de ramos de árvore como estrutura, como anteriormente, mas cobertos por peles. Estudos levados a cabo por arqueólogos na Morávia – região da Europa Central – permitiram encontrar vestígios de um destes abrigos, cujas dimensões em planta seriam de 15 m × 9 m. Estes estudos permitiram esquematizar aquilo que se considera ser um abrigo construído, à data, na cidade de Ostrava (ver Figura 2.2). A estrutura teria forma elíptica e um comprimento de cerca de 7 m – Kuklík (2008a).

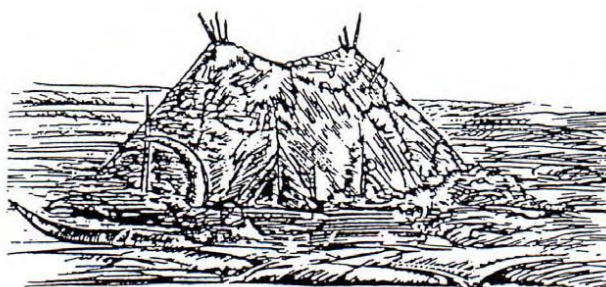


Figura 2.2 – Abrigo em madeira construído por *Homo sapiens fossilis* (40 000 a 10 000 a.C.). Kuklík (2008a).

2.1.1.2 As primeiras casas em madeira

As primeiras casas em madeira datam de cerca de 4500 a 3000 a.C. e a sua construção será da autoria de agricultores.

Pelo facto de a construção destes edifícios se basear apenas em suposições empíricas, não sendo aplicados qualquer tipo de conceitos ao nível do projeto de dimensionamento de estruturas de madeira e das suas ligações, não seria expectável que o período de vida útil das suas estruturas ultrapassasse os vinte anos. Apesar disso, a verdade é que estes simples agricultores tiveram engenho suficiente para construir casas de dimensões consideráveis (ver Figura 2.3), com comprimentos a variar entre os 20 m e os 45 m e larguras compreendidas entre 5,5 m e 7 m – Kuklík (2008a).

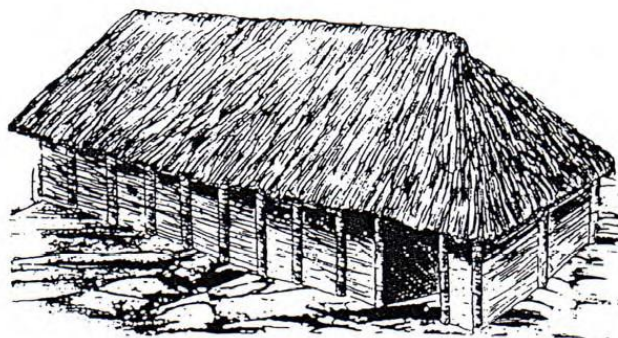


Figura 2.3 – Casa em madeira (4500 a.C.). Kuklík (2008a).

Conforme está ilustrado na Figura 2.3, as casas não possuíam janelas; pormenor que escapava aos agricultores e que seria de difícil execução uma vez que o ser humano ainda não sabia trabalhar o vidro.

Nas casas existia normalmente uma zona da casa reservada à criação de gado, estando tais casas construídas em terrenos que apresentassem declives suaves, de forma a que essa zona ficasse na parte inferior do terreno.

A estrutura que suportava o edifício era constituída exclusivamente por madeira e consistia em linhas de cinco troncos cravados no solo onde se apoiavam vigas que suportavam madres, madres estas que serviam de suporte aos revestimentos que eram colocados na cobertura (provavelmente também de plantas). O tronco intermédio era o que tinha maior altura e essa altura coincidia com a linha de cumeeira da cobertura. À volta dos troncos exteriores eram entrelaçados galhos de árvore de folha caduca misturadas com argila.

Por volta do ano 3000 a.C., os agricultores decidem introduzir uma alteração na forma das casas que edificavam, afunilando uma das faces do edifício, conforme representado na Figura 2.4.

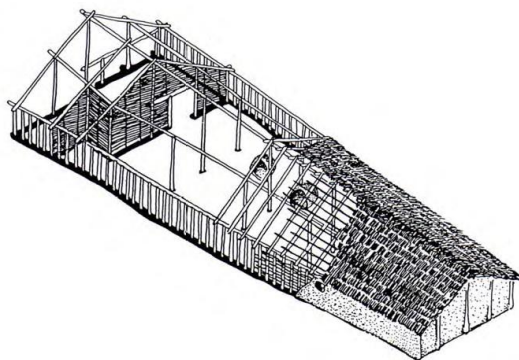


Figura 2.4 – Casa em madeira (3000 a.C.). Kuklík (2008a).

Os Celtas deixaram a sua marca quando ocuparam a Europa Central, em meados do ano 400 a.C.. As casas então construídas (ver Figura 2.5) apresentavam algumas diferenças; a estrutura era, aparentemente, mais leve e continha um pedestal em pedra. Um trabalho arqueológico que se realizou em Hrazany, uma pequena vila situada na Boémia, na atual República Checa, permitiu reconstituir o tipo de habitação mencionada.

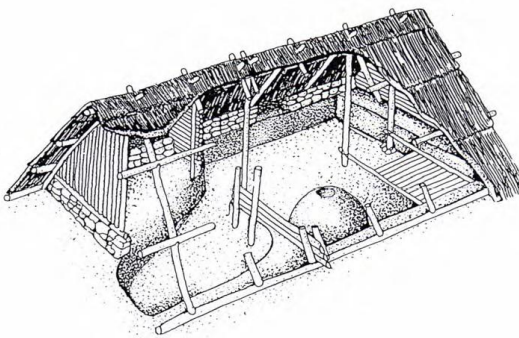


Figura 2.5 – Casa em madeira construída pelos Celtas (400 a.C.). Kuklík (2008a).

O estilo adotado pelos Celtas no que concerne à construção de habitações em madeira manteve-se durante séculos na Europa Central e Oriental.

Desde o século IV a.C. e até à queda do Império Romano do Ocidente, no final do século V da nossa era, os povos Teutões ocuparam durante algumas décadas o centro da Europa. Durante esses tempos os Teutões optaram por construir casas de dimensões mais reduzidas (ver Figura 2.6), apresentando até um estilo algo primitivo. As habitações apresentavam, aproximadamente, as seguintes dimensões em planta: 4 m × 5 m ou 5 m × 6 m – Kuklík (2008a).



Figura 2.6 – Casa construída pelos Teutões (0 a 500 d.C.). Kuklík (2008a).

Quando os primeiros Eslovos começam a ocupar território na Europa Central, entre 400 e 550 d.C., observa-se que o estilo e a forma incutidas na construção das suas casas é muito parecido com o registo que os Celtas apresentavam.

No início da Idade Média a construção deste tipo de casas é abandonado e surgem habitações que são do tipo cabana – casas constituídas por troncos de madeira laminados; inicialmente são implementadas nas cidades e, *a posteriori*, nas zonas rurais.

A partir do século XIII constata-se, porém, uma desarmonização de estilos entre as habitações que eram construídas nas cidades e aquelas que eram erguidas fora delas.

2.1.1.3 Casas rurais

No período compreendido entre o século XIII e o século XV, a arquitetura rural ganha novas asas e verifica-se uma diversificação de estilos construtivos espalhados por diferentes pontos da Europa; estilos esses que perduraram até meados do século XIX.

Os materiais de construção utilizados neste período na edificação de habitações continuam a ser a madeira, a pedra e a argila (que surge como material estrutural a partir do século XV).

A pedra era essencialmente utilizada na construção de fundações. No entanto, quando as lareiras foram deslocadas do centro para os cantos das casas, a pedra era também usada na construção de paredes.

A madeira foi vista desde sempre como um apetecível material de construção, sobremaneira em locais densamente florestados, como acontecia em determinadas zonas da Europa Central e Oriental.

Aproveitando a abundante fonte de troncos que se poderiam obter nestas zonas, desenvolve-se uma nova técnica de construção de casas utilizando a madeira para erguer paredes.

Os troncos eram laminados e colocados horizontalmente uns sobre os outros e chanfrados nas zonas de interseção dos diferentes planos formados pelas paredes, encaixando uns nos outros, facilitando, desta forma, a necessária estabilidade estrutural que os elementos tinham de obter (ver Figura 2.7). Embora fosse mais corrente utilizar troncos laminados de secção circular, os mesmos poderiam apresentar outro tipo de secções, conforme ilustrado na mesma Figura 2.7.

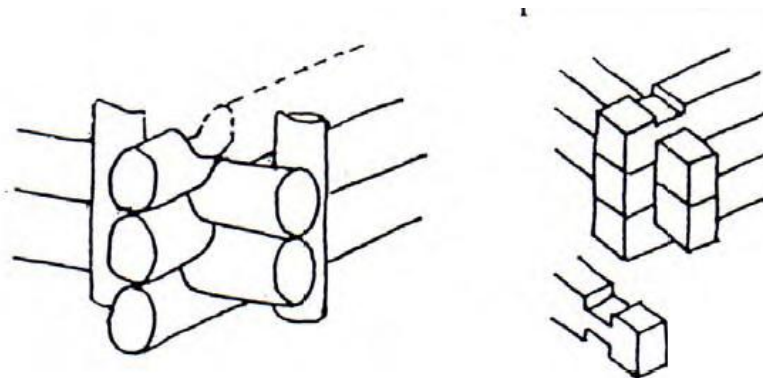


Figura 2.7 – Detalhes da interseção de troncos de madeira na construção de paredes. Kuklík (2008a).

Apesar desta técnica construtiva ser registada nesta data, a verdade é que na Idade da Pedra este tipo de ligação entalhada era já utilizada.

Na Europa Ocidental a técnica usada na construção de habitações é um pouco mais elaborada. O entalhe de união entre os troncos laminados é realizado em forma de cauda de andorinha (ver Figura 2.8). É importante realçar que atualmente este tipo de ligação é muito utilizado em casas de madeira, combinando uma aparência elegante com a garantia da estabilidade estrutural – Nordicasa (2012).

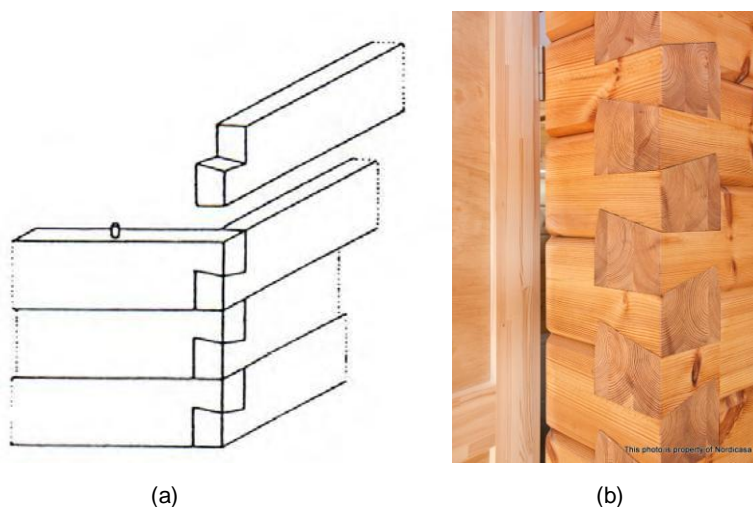


Figura 2.8 – Entalhe em forma de cauda de andorinha: a) reconstituição da ligação realizada no século XII – Kuklík (2008a); b) ligação realizada atualmente – Nordicasa (2012).

Uma técnica implementada primeiramente no século XII em cidades da Alemanha é posteriormente usada também nas zonas rurais, a partir do século XV. Tal técnica de construção utilizada é designada por *half-timbering house* ou enxaimel. A técnica consiste, à data, em montar os diferentes elementos que constituem a casa utilizando troncos laminados curtos, encaixados uns nos outros em diferentes posições, a saber: posições horizontais, verticais ou inclinadas. O espaço sobrance entre os troncos é preenchido com outros materiais de construção como pedra, tijolos ou argila (material mais utilizado neste período) – Kuklík (2008a). A Figura 2.9 representa a construção de uma parede recorrendo à técnica mencionada.



Figura 2.9 – Parede construída através da técnica enxaimel. Kuklík (2008a).

A determinada altura observa-se que o estilo arquitetónico apresentado pelas casas construídas em madeira é o resultado de uma mistura entre as técnicas construtivas de cabanas e enxaimel.

As estruturas das coberturas das casas rurais (ver Figura 2.10) são simples e dependem apenas, em termos de garantia da estabilidade, de uma simples avaliação do efeito que a carga da neve pode provocar sobre a estrutura. As ligações são feitas normalmente nas zonas de interseção dos elementos, na direção longitudinal.

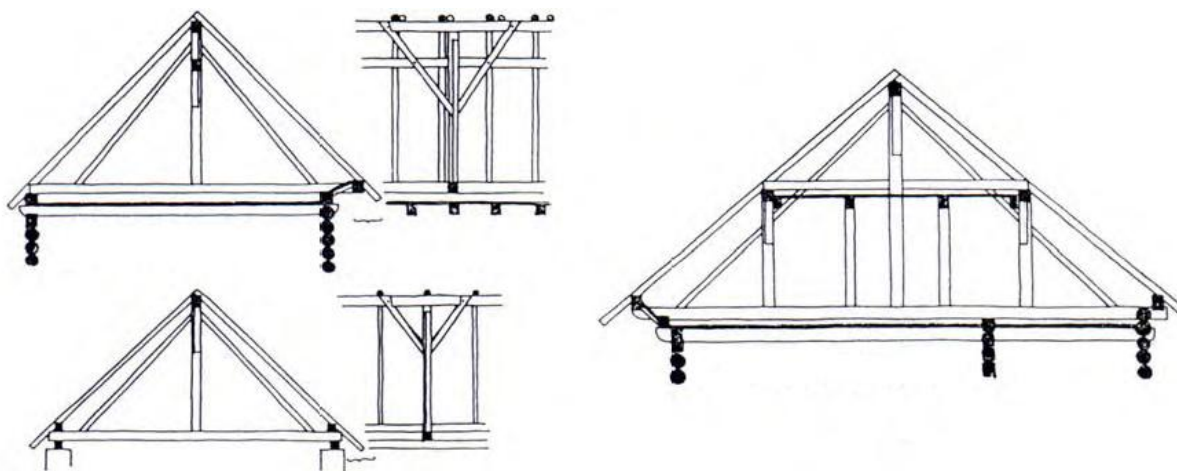


Figura 2.10 – Exemplos de estruturas das coberturas construídas no século XV. Kuklík (2008a).

2.1.1.4 Casas urbanas

Em inúmeras cidades da Europa Central optou-se por construir, nos séculos XII e XIII, habitações em madeira do tipo cabanas. Estas casas apresentavam uma particularidade quando comparadas com as existentes nas zonas rurais: o acesso à zona do jardim era feito através de uma única passagem.

A partir do século XIV os principais materiais de construção utilizados nas habitações passam a ser a pedra e o tijolo. Esta escolha deve-se ao facto destes materiais apresentarem uma boa resistência ao fogo – Kuklík (2008a). As lajes dos pisos das casas urbanas eram construídas em madeira; hábito que perdurou até ao século XVI. As estruturas das coberturas eram construídas também em madeira, prática que sobreviveu no tempo até aos dias de hoje.

O resultado da migrações para as cidades por parte de pessoas de diferentes locais da Europa levou a que as casas urbanas sofressem uma evolução mais acentuada do que a verificada nas casas rurais – Kuklík (2008a). A concentração de comunidades em determinados locais promoveu a construção de condomínios. As plantas das habitações eram retangulares, com dimensões de 10 m × 30 m.

A partir do século XVI as casas urbanas eram essencialmente construídas em tijolo.

2.1.2 PONTES EM MADEIRA

Os primeiros registos de pontes construídas em madeira datam de 600 a.C.. A informação disponível, apesar de escassa, permite perceber que quem projetava pontes à data tinha um conhecimento relativamente aprofundado das propriedades da madeira e das potencialidades que a mesma oferecia em termos de sustentabilidade estrutural – Kuklík (2008a).

Sabe-se também que, ao contrário das pontes de alvenaria que perduraram durante longos séculos, as primeiras pontes construídas em madeira foram destruídas precocemente devido a guerras, desastres naturais e incêndios.

As primeiras pontes construídas pelos Romanos eram constituídas por um conjunto de estacas de madeira cravadas no leito do rio, onde apoiavam troncos de madeira cortados à medida consoante a distância entre estacas e que funcionavam estruturalmente como vigas.

A ponte Sublícia (ver Figura 2.11), que atravessava o rio Tibre, em Roma, foi a primeira ponte de que há memória a ser construída pelos Romanos. A referida ponte, que foi construída durante o reinado de Anco Márcio (640-616 a.C.), sobreviveu mais de novecentos anos, em resultado de operações de reparação regulares, até ao mandato do imperador Constantino (306-337 d.C.) – Kuklík (2008a).

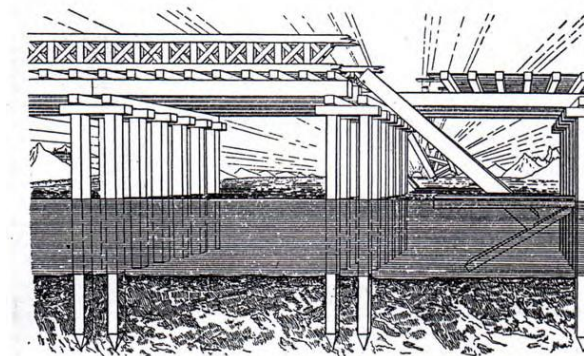


Figura 2.11 – Ponte Sublícia. Kuklík (2008a).

A Figura 2.12 diz respeito à ponte de César, que atravessava o rio Reno, e que se acredita ter sido construída sob a supervisão de Vitruvius. Um desenho posterior de Andrea Palladio demonstra que a ponte continha vigas longitudinais que assentavam em vigas transversais e que estas, por sua vez, apoiavam-se em estacas inclinadas. Pensa-se que a ligação entre as estacas e as vigas transversais foi realizada de maneira a que eventuais cargas adicionais sobre o tabuleiro da ponte provocassem um aperto na ligação.

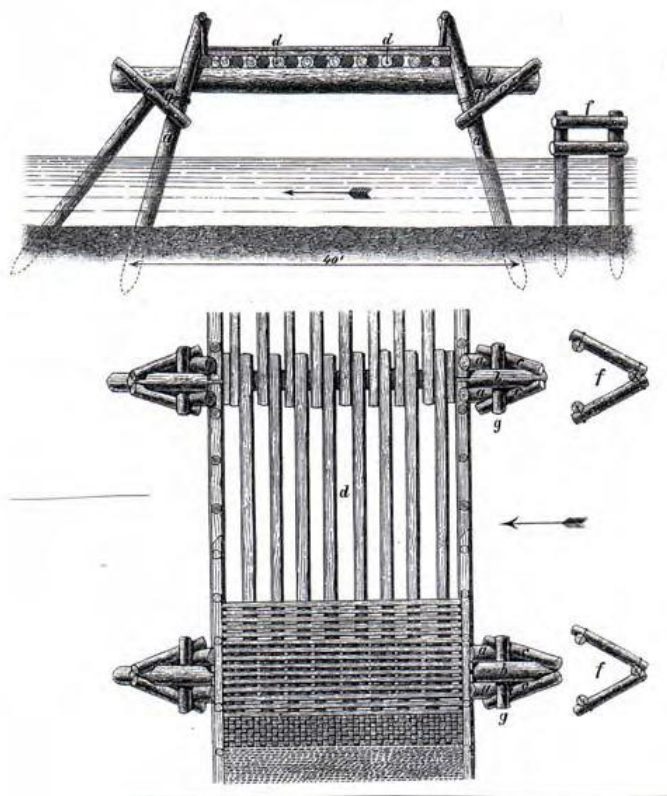


Figura 2.12 – Ponte de César. Kuklík (2008a).

No ano 104 d.C. é construída a ponte de Trajano (ver Figura 2.13); uma obra imponente atravessando o rio Danúbio, constituída por vinte pilares de cerca de 45 m de altura ligados por arcos de madeira de 52 m de vão – Kuklík (2008a).

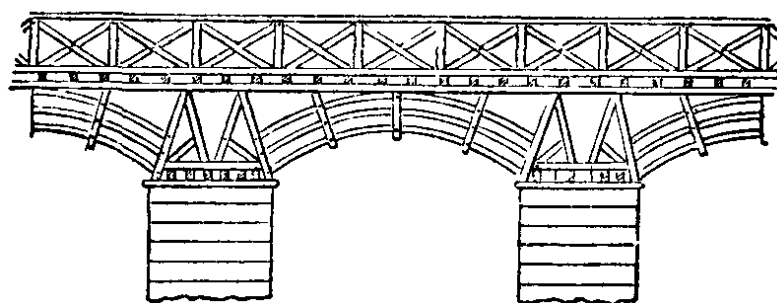


Figura 2.13 – Ponte de Trajano. Encyclopaedia Britannica (1910).

A Figura 2.14 apresenta um conjunto de desenhos publicados por Palladio em 1570 que dizem respeito ao projeto de uma ponte de treliças em madeira, construída sobre o rio Cismone, no nordeste de Itália, com 30 m de vão.

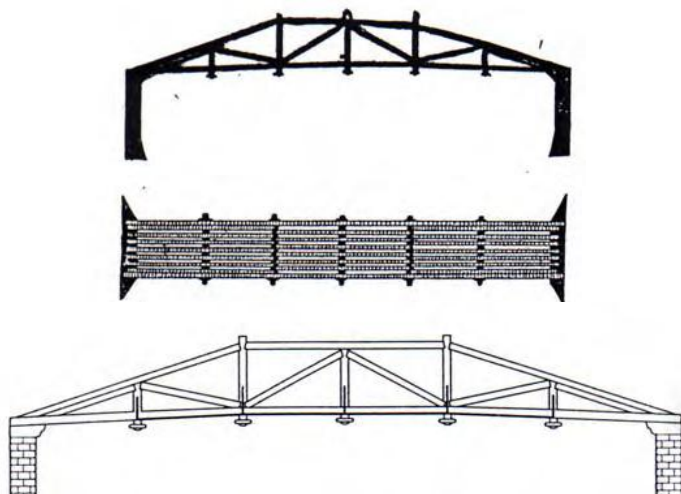


Figura 2.14 – Desenhos de Palladio relativamente a uma ponte de treliças em madeira. Kuklík (2008a).

A ponte Kapellbrücke (ver Figura 2.15), localizada na cidade de Lucerna (Suíça), é uma das mais antigas da Europa ainda existente, e contém uma cobertura. Construída em 1333, foi sofrendo, ao longo dos tempos, diversas operações de reabilitação. A ponte apresentava inicialmente uma extensão de 285 m, que se viu reduzida a 222 m durante o século XIX – Kuklík (2008a). A ponte é constituída por um conjunto de vigas simplesmente apoiadas em estacas de madeira, que se encontram contraventadas.



Figura 2.15 – Ponte Kapellbrücke. Homedit (2012).

Em agosto de 1993 uma parte da ponte foi destruída por um incêndio. Volvido menos de um ano, em abril de 1994, a ponte reabre para uso exclusivamente pedonal, após uma rápida intervenção de reconstrução que foi realizada de acordo com o projeto inicial.

Parte da estrutura que suporta a ponte é constituída por um conjunto de estacas de carvalho cravadas no leito do rio Reuss. As vigas transversais, também de carvalho, que estabelecem a ligação entre as cabeças das estacas, servem de suporte aos vinte e seis vãos que compõem o tabuleiro da ponte. A ponte apresenta, atualmente, uma extensão de 204 m, com vãos médios de 7,65 m e um vão máximo de 13,5 m.

Hans Ulrich Grubenmann, um mestre carpinteiro, decidiu desafiar os conhecimentos de engenharia, à data, e projetou uma ponte com um vão único de 119 m – a ponte Rhine (ver Figura 2.16), em Schaffhausen (Suíça).

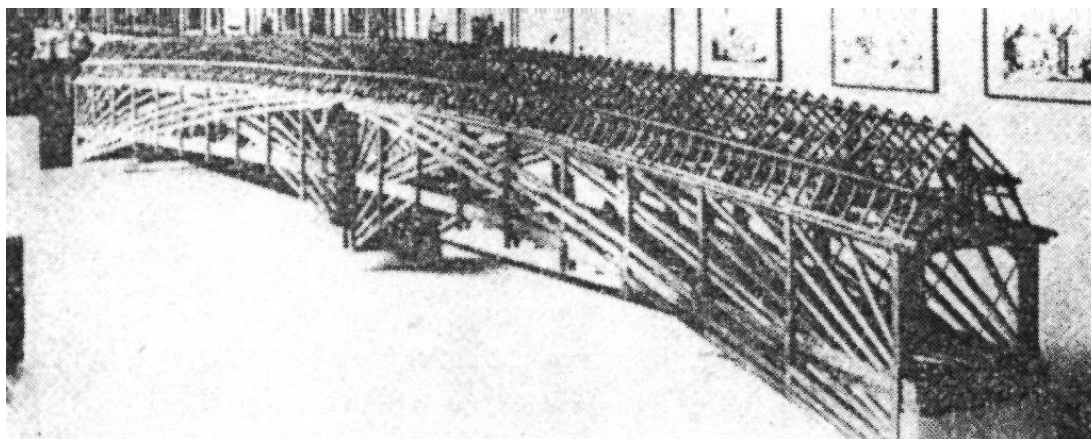


Figura 2.16 – Modelo da ponte Rhine. Kuklík (2008a).

A ponte foi construída entre 1755 e 1758, mas não de acordo com o projeto de Grubenmann. As autoridades, com receio que a ponte sofresse um colapso, obrigaram a que fosse introduzida uma estrutura de suporte a meio do vão. Mas algum tempo após a ponte entrar em serviço, Grubenmann mandou serrar as estacas que estavam cravadas no leito do rio, provando dessa forma que a sua ideia original era possível de se concretizar.

Durante o período de expansão da rede ferroviária, no século XIX, foram construídas inúmeras pontes e viadutos em madeira.

I. K. Brunnel (1806-1859) é um nome que importa reter. Este engenheiro britânico era um fã incondicional do uso da madeira neste tipo de estruturas e projetou inúmeras deste material na linha ferroviária que ligava Londres a Bristol.

No entanto, foi na construção de dezenas de viadutos nas linhas ferroviárias que atravessavam o Sudoeste de Inglaterra e os vales do País de Gales que este engenheiro se destacou. Na rota da linha principal que atravessava Cornwall foram construídos quarenta e três viadutos de madeira entre 1850 e 1859 – Kuklík (2008a). Estes viadutos, nomeadamente os que atravessavam vales, apresentavam curvaturas muito acentuadas e eram obrigados a vencer diferenças de altura consideráveis. Brunnel projetou os viadutos de tal forma que, caso algum elemento estrutural necessitasse de ser substituído, o tráfego de comboios não fosse alvo de condicionamentos. A maioria das pontes desapareceu em 1940, muito por culpa do aumento galopante dos custos de manutenção praticados nesta altura.

2.1.3 O USO DA MADEIRA EM PORTUGAL NA ATUALIDADE

Em Portugal, ao contrário do que se verifica, por exemplo, no Canadá, Estados Unidos da América e no Norte da Europa, a construção de edifícios em madeira é muito raro.

Segundo o Instituto Nacional de Estatística, Portugal possuía em 2005 uma área florestal de 38,97 %, correspondentes a 3 564 400 ha – INE (2011). No entanto, o recurso à madeira como material estrutural não é muito comum.

A principal exceção é, de facto, a construção de coberturas em madeira. Este tipo de solução é frequentemente utilizado em instalações desportivas, naves industriais, armazéns e espaços especialmente criados para a organização de eventos, entre outros. A Figura 2.17 apresenta alguns exemplos de coberturas em madeira.



Figura 2.17 – Coberturas em madeira: a) Pavilhão Atlântico (Lisboa) – Tips Guide Lisboa (2012); b) Piscina de Ondas – Zmar Eco Campo Resort (Fataca) – Jular (2012a); c) Colégio Penas Real (Alcochete) – Jular (2012b); d) Picadeiro (Trofa) – cortesia Prof. Afonso Serra Neves.

Apesar de ser igualmente raro, apresenta-se na Figura 2.18 uma ponte pedonal construída em madeira na vila da Sertã, distrito de Castelo Branco. O projeto apresentado é um bom exemplo das potencialidades que a madeira apresenta quer em termos estruturais, quer em termos estéticos.



Figura 2.18 – Ponte pedonal (Sertã). Nosso Rasto (2012).

Não se pretende, obviamente, descurar o uso da madeira em pavimentos, portas ou determinados artigos de decoração, mas a verdade é que o uso deste material no nosso País em termos estruturais remete-se, quase exclusivamente, às coberturas dos edifícios.

É claro que o uso da madeira em Portugal deve ser mais explorado, uma vez que nos dias de hoje existe um conhecimento muito alargado no que diz respeito às propriedades da madeira e às potencialidades que a mesma apresenta não só em termos estruturais, mas também em termos estéticos e ambientais.

2.2 CONSTITUIÇÃO DA MADEIRA E GRUPOS BOTÂNICOS

A madeira utilizada na construção, com origem nos troncos das árvores, é um material biológico, heterogéneo e anisotrópico – Faria (2009).

Existe um grande número de espécies de árvores, que normalmente são enquadradas em dois grandes grupos botânicos, a saber: angiospérmicas (vulgarmente designadas de folhosas ou madeiras duras – *hardwoods*) e gimnospérmicas (vulgarmente designadas de resinosas, coníferas ou madeiras brandas – *softwoods*) – Faria (2009).

As árvores folhosas são de folha caduca (com forma achatada e larga) e o seu crescimento é lento, enquanto que as resinosas são, à exceção de umas poucas espécies, de folha perene (com forma acicular ou escamiforme) e de crescimento rápido – Pfeil (1985).

Elencam-se seguidamente um conjunto de exemplos de espécies que se associam a esses dois grupos botânicos – Faria (2009):

- Folhosas: carvalho, castanho, eucalipto e nogueira;
- Resinosas: abeto, cedro, cipreste e pinheiro.

A madeira utilizada na construção tem a sua origem nos troncos das árvores, cuja secção transversal apresenta diferentes camadas (ver Figura 2.19).

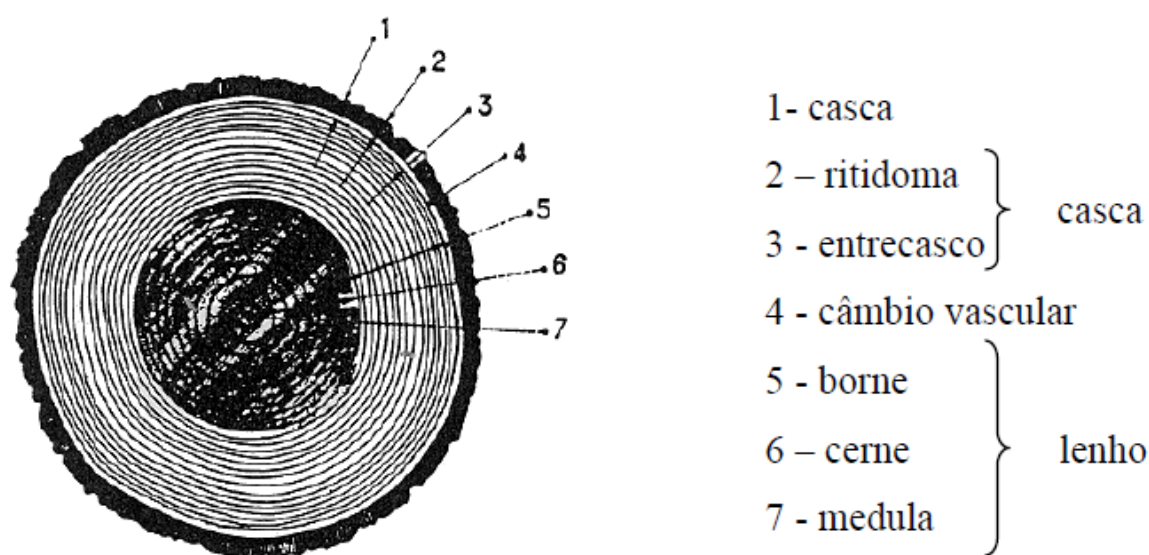


Figura 2.19 – Corte transversal do caule de uma árvore. Coutinho (1999).

De entre as camadas ilustradas na Figura 2.19, destacam-se o borne e o cerne, pois são as partes dos troncos de árvores mais utilizadas para a produção de elementos estruturais de madeira. O borne, formado por células vivas, é responsável pelo armazenamento de alimento e pelo transporte mecânico da seiva, enquanto que o cerne, composto por células mortas, promove essencialmente o suporte mecânico da árvore. Dois aspetos que distinguem estas duas camadas são a cor e a resistência à decomposição: o borne é em geral de cor mais clara e menos resistente à decomposição do que o cerne. – Faria (2009), Pfeil (1985), Faherty (1999). A madeira para uso na construção deve ser retirada, preferencialmente, do cerne (camada mais durável) – Faria (2009), Pfeil (1985) – mas em termos gerais não se podem apontar grandes diferenças em relação às propriedades mecânicas entre o borne e o cerne: a resistência de um elemento de madeira é condicionado pelas circunstâncias que existem quando a madeira é formada e não pelas alterações que acontecem durante o crescimento da árvore – Faherty (1999). Realça-se ainda que o borne e o cerne apresentam um grau de teor de água equivalentes e os seus pesos são, aproximadamente, os mesmos – CWC (2000).

O tamanho dos troncos vai aumentando de acordo com os anéis que são gerados em torno da medula; esse crescimento depende das condições climáticas inerentes a cada estação do ano – os troncos têm um crescimento mais célere no início do verão, ao passo que no final do mesmo e no outono o crescimento é mais lento. A idade de uma árvore pode ser avaliada através da contagem desses anéis – Pfeil (1985).

As fibras da madeira são constituídas por pequenas e alongadas células em forma de tubo, podendo ser circulares ou retangulares (ver Figura 2.20). As paredes dessas células são constituídas por celulose – substância que é responsável pela capacidade resistente que a madeira apresenta. As fibras são ligadas por um polímero designado por lenhina e estão orientadas segundo a direção longitudinal do tronco da árvore – Aghayere (2007).

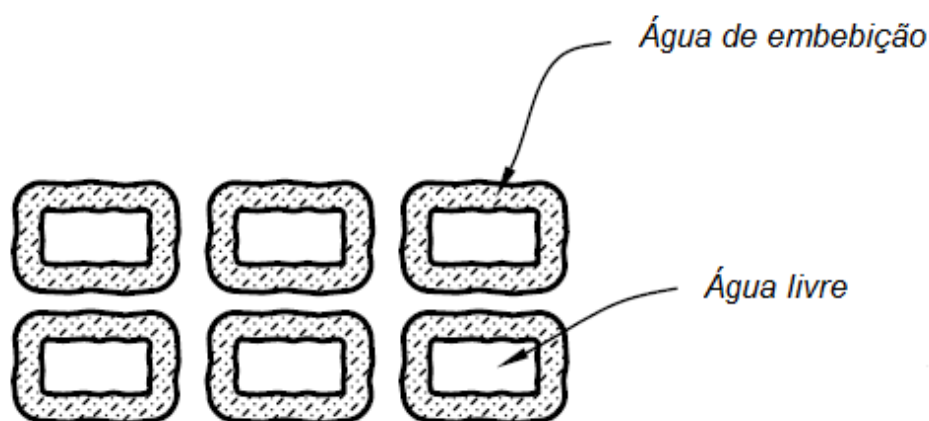


Figura 2.20 – Estrutura celular da madeira. Aghayere (2007).

No que à composição química da madeira diz respeito, este material é constituído por, aproximadamente, 60 % de celulose (formada por hidratos de carbono – carbono, oxigénio e hidrogénio), cerca de 28 % de lenhina (substância impermeável e com uma resistência mecânica considerável), sendo que os restantes constituintes são açúcares, amidos, óleos, resinas, taninos, substâncias nitrogenadas, sais inorgânicos e ácidos orgânicos – Coutinho (1999).

Como resultado da orientação das células, a madeira é, conforme referido inicialmente, um material anisotrópico, apresentando propriedades que variam de acordo com a direção considerada. As três direções principais a considerar são: longitudinal, radial e axial (ver Figura 2.21). As diferenças mais significativas verificam-se entre as propriedades medidas na direção das fibras principais (direção longitudinal – direção paralela ao fio da madeira) e na direção perpendicular às mesmas (direção perpendicular ao fio da madeira) – Pfeil (1985).

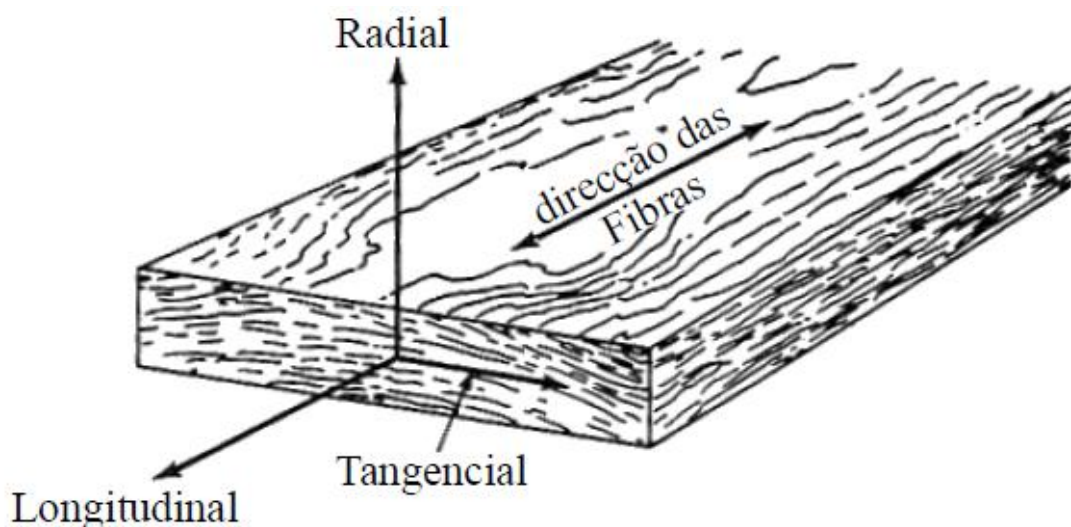


Figura 2.21 – Direções ou eixos principais a considerar na madeira. Coutinho (1999).

Enumeram-se, de seguida, um conjunto de vantagens e desvantagens que estão relacionadas com o uso da madeira como material estrutural – Aghayere (2007). Como vantagens destaca-se que:

- A madeira é um material renovável;
- A madeira é uma material com uma boa trabalhabilidade;
- A madeira tem uma boa relação resistência-peso;
- A madeira não sofre corrosão;
- A madeira é esteticamente agradável.

Como desvantagens realçam-se as seguintes:

- A madeira é combustível;
- A madeira pode decompor-se ou apodrecer e pode ser atacada por insetos como térmitas e outros parasitas. A humidade e o ar promovem a decomposição e o apodrecimento da madeira;
- A madeira mantém a humidade;
- A madeira é suscetível a variações de volume (encolhimento da madeira, por exemplo);
- As propriedades da madeira são bastante variáveis. Constata-se que estas variam amplamente entre as diferentes espécies e mesmo entre árvores da mesma espécie. Existem também variações de resistência no interior da secção transversal de um tronco de árvore.

2.3 PROPRIEDADES FÍSICAS

2.3.1 HUMIDADE

A madeira é um material higroscópico, ou seja, é um material que perde ou ganha humidade em função do ambiente em que está inserido, nomeadamente, em função de alterações de temperatura e de humidade relativa.

Essa variação do teor de água da madeira influencia o comportamento físico e mecânico da mesma. Quando as paredes das células do material lenhoso absorvem ou adsorvem água podem ser promovidos fenómenos de inchamento ou retração – Cruz (1997).

A abordagem a esta propriedade deve ser feita introduzindo, primeiramente, os estados em que a água se pode encontrar na madeira, a saber: água de constituição, água de embebição e água livre.

A água de constituição, que se mantém após os processos de secagem, encontra-se combinada quimicamente com as principais substâncias que constam do tecido lenhoso. Designa-se por madeira anidra (seca em estufa) aquela que apenas possui água de constituição – Coutinho (1999).

A água que se encontra absorvida pelas paredes das células do material lenhoso, que se designa por água de embebição (ver Figura 2.20), é responsável por variações de volume na madeira. A água de embebição provoca a expansão das paredes celulares mencionadas, promovendo um aumento considerável do volume da madeira.

Estando as paredes celulares saturadas, a água começa a preencher as cavidades das células – água livre (ver Figura 2.20). A circulação desta água não promove alterações de volume na madeira – Coutinho (1999).

Designa-se por ponto de saturação das fibras (PSF) quando as paredes das células estão totalmente saturadas mas as suas cavidades se encontram vazias, não existindo portanto água livre. O ponto de saturação das fibras varia de acordo com as diferentes espécies de madeira admitindo-se, no entanto, que

a maioria das espécies atinge o PSF para uma percentagem de humidade de aproximadamente 30 % – Coutinho (1999).

Um aspeto de grande relevância que está relacionado com o teor de humidade da madeira é o processo de secagem. No momento do abate as madeiras das espécies *folhosas* e *resinosas* apresentam um teor de humidade de cerca de 52 % e 57 %, respetivamente. Salienta-se que esta percentagem pode atingir os 200 % em madeiras que estejam imersas – Coutinho (1999).

A secagem pode ser conduzida através de diferentes processos: secagem ao ar livre (natural) ou em estufa (artificial). Durante o processo de secagem, apenas se verificam variações de volume, nomeadamente retração, quando o teor de água é inferior ao PSF. Na fase da secagem em que o valor do teor de água vai sendo superior ao PSF constata-se a redução do peso da madeira, mas sem variações dimensionais – Coutinho (1999).

Atendendo ao teor de água, a madeira classifica-se da seguinte forma – Coutinho (1999):

- Madeira verde – teor de água superior a 30 % (acima do PSF);
- Madeira comercialmente seca – teor de água inferior ou igual a 20 %;
- Madeira seca ao ar – teor de água entre 14 % e 18 %;
- Madeira dessecada – teor de água entre 0 % e 14 % (geralmente só recorrendo a secagem artificial);
- Madeira anidra – teor de água de 0 %.

A avaliação do teor de água da madeira pode ser feita experimentalmente seguindo os procedimentos descritos na NP 614:1973.

2.3.2 RETRAÇÃO

A variação de humidade promove, conforme já referido, alterações nas dimensões dos elementos de madeira. As madeiras são alvo de fenómenos de retração ou inchamento para variações de humidade entre 0 % (estado anidro) e os 30 % (PSF) – Pfeil (1985).

Os valores de retração variam segundo as três direções principais: longitudinal (axial), radial e tangencial.

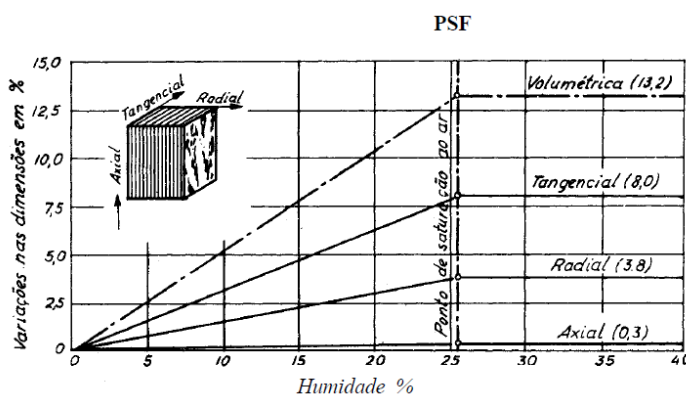


Figura 2.22 – Exemplo de curvas de retração na madeira segundo as direções axial, radial e tangencial. Coutinho (1999).

Constata-se que a retração axial é praticamente nula, enquanto que a tangencial é, aproximadamente, o dobro da radial (ver Figura 2.22).

A retração volumétrica total (expressa em percentagem), que traduz a diminuição de volume que se verifica quando a madeira passa do PSF (Humidade $\approx 30\%$) ao estado anidro (Humidade = 0%) em relação ao volume da madeira no estado anidro, é aproximadamente igual à soma das retrações axial, radial e tangencial. O coeficiente unitário de retração volumétrica diz respeito à retração volumétrica total por variação de 1% do teor de humidade – Coutinho (1999).

Na tentativa de combater o fenómeno de retração podem ser tomadas algumas medidas, a saber: a) a utilização de madeiras de retração reduzida, b) a impermeabilização das superfícies com o recurso a vernizes ou pinturas e c) o corte dos elementos ser feito segundo a direção radial – Coutinho (1999).

2.3.3 MASSA VOLÚMICA

A massa volúmica é, para um determinado teor de água, dada pelo quociente entre o peso da madeira e o seu volume.

As diversas espécies de árvores existentes apresentam uma massa volúmica, para um teor de água de 12% , que oscila entre os 100 kg.m^{-3} e os 1500 kg.m^{-3} – Coutinho (1999).

Para o mesmo teor de água, as madeiras que possuem uma massa volúmica elevada são mais resistentes e mais rígidas do que as de menor massa volúmica, que, por sua vez, não incham nem encolhem tanto como as primeiras – Faherty (1999).

A NP 616:1973 apresenta os procedimentos para determinar experimentalmente a massa volúmica da madeira.

2.3.4 PROPRIEDADES TÉRMICAS

A madeira, à semelhança do que acontece com inúmeros materiais, dilata quando aquece, mas não atinge os mesmos níveis de dilatação que se verificam noutros materiais, como o aço, por exemplo. O coeficiente de dilatação térmica da madeira na direção paralela ao fio é da ordem de trezentas vezes inferior ao do aço. Por seu turno, o coeficiente de dilatação térmica da madeira na direção perpendicular ao fio é da ordem de cinco a dez vezes superior ao que se verifica na direção paralela ao fio – Faherty (1999). Os valores do coeficiente de dilatação térmica da madeira, α , para uma temperatura de 0°C e uma humidade de 0% , podem ser consultados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente de dilatação térmica da madeira. Coutinho (1999).

Parâmetro	α
Direção axial ou longitudinal	$0,05 \times 10^{-4}$
Direção radial ou tangencial	$0,50 \times 10^{-4}$
Dilatação volumétrica	$1,00 \times 10^{-4}$

A madeira é um bom isolante térmico. Em geral, a condutibilidade térmica da madeira é semelhante nas direções radial e tangencial, sendo que na direção longitudinal é duas a três vezes superior a esse valor – Faherty (1999). Realça-se o seguinte exemplo retirado de Coutinho (1999): uma parede dupla com tijolos de $22,0 \text{ cm}$ e com uma caixa de ar de $4,0 \text{ cm}$ tem um coeficiente de condutibilidade

térmica, k , de 0,97, ao passo que duas paredes de madeira com 3,0 cm de espessura cada e com uma caixa de ar de 4,0 cm apresenta um coeficiente k de 0,98.

A condutibilidade térmica da madeira é aproximadamente seis vezes inferior ao betão corrente e cerca de quatrocentas vezes inferior à do aço – Faherty (1999).

2.3.5 PROPRIEDADES ELÉTRICAS

Na madeira, a resistividade – oposição de um material à passagem de corrente elétrica – diminui à medida que o teor de água aumenta. A madeira é, por isso, considerado um isolante elétrico e não um condutor para baixos teores de água – Faherty (1999). Os valores médios da resistividade transversal da madeira podem ser observados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Valores médios da resistividade transversal. Coutinho (1999).

Teor de água (%)	Resistividade elétrica ($M\Omega \times cm$)
7	22000
10	600
15	40
25	0,5

Verifica-se que a resistividade transversal é cerca de duas a quatro vezes superior do que na direção longitudinal e ligeiramente superior à resistividade medida na direção radial – Coutinho (1999).

2.3.6 PROPRIEDADES ACÚSTICAS

A propriedade acústica mais relevante da madeira que é usada como material de construção é a sua capacidade de amortecer vibrações. A absorção sonora da madeira é aproximadamente a mesma que a do plástico, do tijolo e do vidro. As paredes de madeira conferem uma boa barreira acústica aos edifícios – Faherty (1999).

2.3.7 COMPORTAMENTO AO FOGO

A madeira é um material combustível. No entanto, a resistência ao fogo da madeira é um aspeto que se destaca. Quando as chamas se começam a propagar é criada na superfície da madeira uma camada carbonizada que mantém a madeira que está no interior dessa camada a uma temperatura consideravelmente inferior à superfície que está exposta às chamas. Devido a esta camada isoladora a taxa de propagação das chamas é baixa (cerca de $0,038 \text{ m.h}^{-1}$) o que faz com que elementos de madeira com uma secção transversal de espessura considerável conservem durante bastante tempo de exposição ao fogo uma parte significativa da sua capacidade resistente original – Faherty (1999).

Poder-se-á afirmar que as estruturas de madeira apresentam um melhor comportamento, quando expostas ao fogo, do que estruturas congéneres de betão ou aço. Verifica-se que a resistência do aço diminui consideravelmente quando as temperaturas atingem cerca de 300°C , enquanto que a madeira

consegue conservar durante algum tempo as suas resistências mecânicas numa situação em que a temperatura suba até aos 1000 °C – Faria (2009).

A propagação das chamas na superfície da madeira pode ser reduzida através da aplicação de produtos químicos adequados – Faherty (1999).

2.3.8 RESISTÊNCIA A PRODUTOS QUÍMICOS

A madeira é um material resistente a diversos produtos químicos e, como tal, é utilizada na construção de tanques, reservatórios ou outras estruturas destinados ao armazenamento desse tipo de produtos.

No entanto, as soluções químicas podem produzir efeitos prejudiciais na madeira. Deve ter-se em atenção o facto de a água, o álcool e alguns líquidos orgânicos promoverem o aumento do volume da madeira, embora sem causar deterioração (o petróleo e o creosoto não provocam qualquer aumento do volume da madeira). A remoção destes líquidos permite que a madeira volte a adquirir a sua condição inicial. Observa-se ainda que determinados tipo de ácidos, soluções alcalinas e agentes oxidantes podem atuar sobre alguns constituintes da madeira e deteriorá-la – Faherty (1999).

Ainda assim existem alguns tratamentos que podem ser implementados no sentido de aumentar a resistência da madeira aos produtos químicos. Estes tratamentos passam por aplicar na superfície da madeira agentes impregnantes que aumentam a sua resistência à absorção de água – Faherty (1999).

2.3.9 DURABILIDADE

A madeira, por ser um material orgânico, está sujeita ao ataque de diversos organismos, que provocam a sua deterioração. Além deste aspeto, a cor da madeira pode ser ligeiramente alterada devido à exposição solar e poder-se-á mesmo assistir a fenómenos de erosão, relacionados com a decomposição de elementos da superfície que são lixiviados pela água da chuva – Faherty (1999).

A deterioração da madeira é causada por determinados fungos que procuram certas substâncias da madeira para se alimentar. No entanto, a investida destes agentes na madeira requer que sejam reunidas simultaneamente condições propícias de humidade, temperatura, exposição ao ar e acesso à madeira. Assim, o ataque destes agentes destrutivos pode ser facilmente controlado e evitado caso se garanta um teor de água na madeira abaixo dos 20 % – Faherty (1999).

Os elementos submersos de madeira podem ver as paredes das suas células serem atacadas por bactérias que se encontrem na água, reduzindo as propriedades de resistência da madeira e aumentando a sua porosidade. Também os insetos e as térmitas podem atacar a madeira e destruí-la, mas todos estes ataques e deteriorações podem ser evitados caso se adotem medidas de proteção adequadas; medidas essas que passam pela proteção das superfícies através da aplicação de produtos químicos apropriados – Faherty (1999).

2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS PRINCIPAIS

A madeira é um material anisotrópico e heterogéneo e, como tal, a resposta que a mesma oferece às diferentes solicitações não pode ser analisada do ponto de vista global. As propriedades que a madeira apresenta nas diferentes direções são condicionadas pela orientação das fibras.

A estrutura do tronco da árvore é definida no sentido de resistir às solicitações que surgem durante o seu crescimento, a saber: esforços de flexão e compressão provocados pela ação do vento e por ações gravíticas, respetivamente – Faria (2009).

Assim, as propriedades mecânicas que a madeira apresenta na direção paralela ao fio são consideravelmente diferentes das concernentes à direção perpendicular ao fio. A exposição segue Faria (2009).

2.4.1.1 Resistência à tração, compressão e flexão paralela às fibras

A direção mais forte de um elemento de madeira é a direção paralela às fibras, devido à forma como as fibras se dispõem na madeira, orientadas segundo a direção longitudinal do tronco da árvore – Aghayere (2007).

A resistência dos elementos de madeira à compressão axial é condicionada por diferentes fatores, a saber: teor de água, massa volúmica e defeitos. Em relação ao teor de água, os valores máximo e mínimo da resistência à compressão axial verificam-se quando a madeira se encontra no estado anidro e quando se ultrapassa o PSF (Humidade $\approx 30\%$), respetivamente. No que à massa volúmica diz respeito, quanto maior for o seu valor, maior será o valor da resistência à compressão axial. Os defeitos têm pouca preponderância nos valores da resistência da madeira à compressão axial.

Em relação aos fatores que condicionam a resistência à flexão estática aplica-se o mesmo que foi exposto anteriormente para a resistência à compressão axial relativamente à influência do teor de água, massa volúmica e defeitos. Um aspeto importante na análise estrutural, no sentido de avaliar a flexibilidade ou a rigidez de um elemento de madeira, diz respeito ao módulo de elasticidade à flexão estática na direção do fio, propriedade que apresenta um valor relativamente baixo. Realça-se ainda que o valor do módulo de elasticidade à flexão estática na direção perpendicular ao fio é consideravelmente baixo.

2.4.1.2 Resistência à tração perpendicular às fibras

A existência de fibras na direção transversal dos troncos de madeira é pequena, o que torna muito complicadas as ligações intercelulares nessa mesma direção. Por esse motivo a resistência dos elementos de madeira na direção perpendicular ao fio da madeira é muito condicionada.

A resistência à tração da espécie pinho bravo na direção perpendicular às fibras é cerca de 3,0 MPa (peças perfeitas), ao passo que a resistência à tração paralela às fibras quase que supera esse valor em cinquenta vezes.

Faria (2009) aponta ainda que a resistência à tração normal não é condicionada pela massa volúmica da madeira, uma vez que esta propriedade não influencia a aderência entre as fibras da madeira.

2.4.1.3 Resistência à compressão perpendicular às fibras

A resistência à compressão da madeira na direção perpendicular às fibras é inferior em cerca de 20 % a 25 % relativamente à resistência à compressão na direção paralela às fibras.

Quando a madeira é comprimida por esforços na direção perpendicular ao fio, as cavidades das células que constituem as fibras são eliminadas e as paredes das células apoiam-se entre si. O esmagamento que resulta da ação deste tipo de esforços pode provocar deformações nos elementos de madeira, o que

é inaceitável – Faherty (1999). A resistência à compressão na direção perpendicular às fibras é condicionada pela massa volúmica da madeira.

2.4.1.4 Resistência ao corte ou escorregamento

A resistência ao corte ou escorregamento pode ser avaliada segundo as tensões tangenciais que se verificam em relação à orientação do fio da madeira, a saber: tensões tangenciais normais às fibras, tensões tangenciais paralelas às fibras e tensões tangenciais oblíquas às fibras.

A resistência dos elementos da madeira a tensões tangenciais paralelas às fibras é muito baixa; estas tensões promovem o seu deslizamento ou escorregamento.

O valor da resistência ao corte ou escorregamento da espécie pinho bravo é igual a, aproximadamente, 12 MPa. O valor desta resistência é condicionado pela existência de defeitos na madeira, nomeadamente, fendas e fissuras.

2.4.1.5 Dureza

A dureza de um material pode ser definida como a resistência que este apresenta face à deformação permanente da sua superfície. As madeiras são, em geral, enquadradas em três tipos de categorias, a saber: brandas, medianamente duras e duras. Esta propriedade tem uma relação estreita com a sua densidade e trabalhabilidade.

O conhecimento da dureza das diferentes espécies de madeira é importante no sentido de se definir corretamente qual o tipo de madeira mais apropriado que deve ser usado numa determinada aplicação. Por exemplo, as madeiras que constituirão pavimentos devem ter um índice de desgaste superficial baixo e, conseqüentemente, uma dureza elevada.

2.4.1.6 Resistência à fadiga

A fadiga é a estabilidade sob alternância entre estados de tensão dependendo assim das respostas em ciclos de carga.

Existe um conjunto de considerações que deve ser tido em linha de conta e que se baseia em resultados experimentais – Faria (2009):

- «O quociente entre a resistência à fadiga e a resistência à flexão estática é, em média, da ordem de um terço;
- A cota de fadiga (quociente entre a resistência à fadiga e a massa volúmica) da madeira é da ordem de 6 a 7, enquanto que para o alumínio é de 5 e de 2 a 3, para alguns aços especiais;
- O teor de água tem grande influência no valor da resistência à fadiga, sendo que para cada diminuição de 1 % do seu valor, se verifica uma redução de cerca de 3 a 4 % do valor da resistência à fadiga.»

2.4.1.7 Fluência

A fluência pode ser definida como a deformação que um material sofre ao longo do tempo sob tensão constante (ou quase).

Faria (2009) refere, com base em resultados experimentais, que as resistências da madeira quando esta se encontra em regime plástico são inferiores em cerca de 60 % em relação aos resultados que se verificam em ensaios de curta duração (5 ± 2 minutos).

Uma propriedade que condiciona consideravelmente a fluência é o teor de água. Madeiras com teores de água mais elevados ou que sejam submetidas a ciclos de humedificação/secagem com frequência apresentam valores de fluências superiores.

No entanto, os fenómenos de fluência podem ser mitigados, caso sejam adotadas medidas nesse sentido, a saber: a) deve garantir-se que o elemento de madeira não esteja sujeito a variações bruscas de temperatura e humidade, b) os elementos de madeira só devem ser colocados na estrutura quando o seu teor de água tenha estabilizado, c) na fase de dimensionamento deve sobrestimar-se as cargas atuantes ou usar um valor reduzido do módulo de elasticidade, no sentido de evitar que algum elemento da estrutura entre em regime plástico e d) deve recorrer-se à aplicação de contraflechas.

2.5 PRINCIPAIS FATORES QUE AFETAM AS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS

Existe um leque variado de fatores que influenciam as propriedades físicas e mecânicas da madeira. Neste trabalho destacar-se-ão os fatores que assumem maior relevância em questões relacionadas com a análise estrutural, a saber: a) espécie botânica, b) localização do elemento de madeira no tronco, c) teor de água, d) defeitos da madeira e e) temperatura.

A informação relativamente à influência de outros fatores nas propriedades físicas e mecânicas da madeira pode ser obtida em Faherty (1999).

A exposição segue Faria (2009).

2.5.1.1 Espécie botânica

As diferentes espécies de árvore não apresentam todas, como é natural, as mesmas propriedades. O comportamento físico-mecânico dos elementos estruturais de madeira é função da espécie de madeira que se seleciona.

2.5.1.2 Localização do elemento de madeira no tronco

As quantidades de borne e de cerne, camadas do tronco das árvores de onde é, geralmente, retirada a madeira para a produção de elementos estruturais, não são constantes ao longo da altura da árvore. Assim, o comportamento dos elementos de madeira é influenciado pela zona do tronco de onde é retirada a madeira.

2.5.1.3 Teor de água

O teor de água que a madeira possui tem uma influência muito importante na sua resistência mecânica.

A resistência mecânica da madeira é máxima quando esta se encontra no estado anidro, e mínima quando se encontra saturada. Nas situações em que o teor de água da madeira é igual ou superior a 30 % (PSF), observa-se que a resistência da madeira estabiliza num valor praticamente constante. Por sua vez, constata-se um aumento significativo da resistência para teores de água inferiores a 30 %. Esta relação apresenta um comportamento aproximadamente linear para teores de água entre 8 % e 30 %.

2.5.1.4 Defeitos da madeira

Os elementos de madeira que são usados na construção podem apresentar um conjunto de defeitos que influenciam o seu comportamento físico-mecânico. Esses defeitos podem resultar do crescimento natural da árvore ou dos processos de tratamento que são levados a cabo na preparação dos elementos de madeira. Os tipos de defeitos mais comuns (ver Figura 2.23) que se verificam em elementos de madeira são os seguintes – Aghayere (2007) e Pfeil (1985):

- Gretas (*shake*) – separação entre os anéis anuais de crescimento;
- Nós (*knots*) – são resultado do crescimento dos ramos a partir do tronco da árvore;
- Descaio (*wane*) – arredondamento nas extremidades dos elementos que promove uma redução da sua área de secção transversal.
- Fendas (*split*) – aberturas que surgem nas extremidades dos elementos devido à secagem mais rápida da superfície;
- Deterioração (*decay*) – apodrecimento da madeira devido ao ataque de fungos;

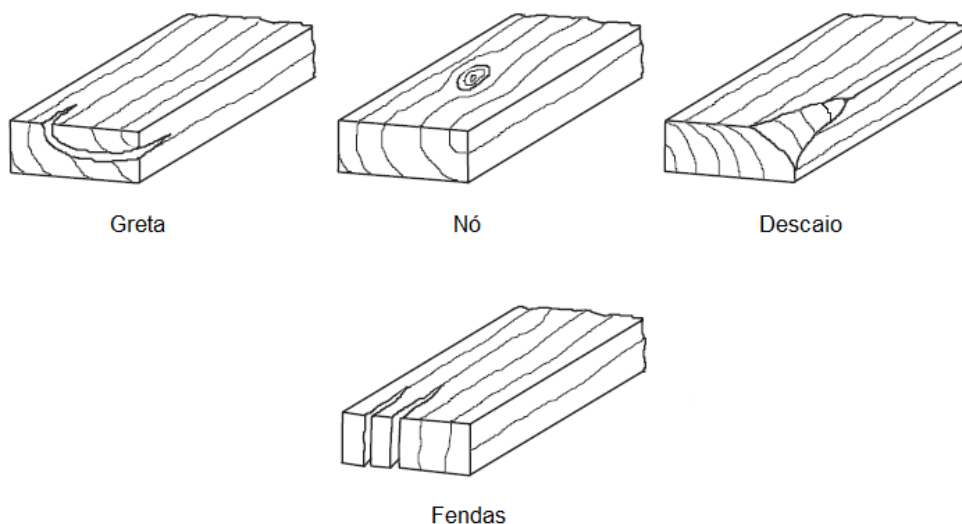


Figura 2.23 – Defeitos da madeira. Porteous (2007).

2.5.1.5 Temperatura

A resistência da madeira varia com a temperatura, mas apenas nos casos em que os elementos estejam expostos a temperaturas extremas. Assim, para a gama de valores da temperatura a que é expectável que a estrutura esteja exposta, a influência da mesma não assumirá, em geral, um papel condicionante na sua resistência.

2.6 MADEIRA E DERIVADOS DA MADEIRA

Os elementos utilizados nas estruturas de madeira podem ser obtidos diretamente do tronco das árvores (madeira maciça), nomeadamente do borne e do cerne, bem como através de processos que trabalham a madeira no sentido de se obter produtos seus derivados.

Estes produtos derivados podem ser de dois tipos principais: secções estruturais de madeira e placas. Ao primeiro destes tipos estão associados produtos como a madeira lamelada colada (*glued laminated*

timber), que será analisada mais em detalhe pela especial utilidade que tem para o projeto da estrutura da cobertura em que se centra o presente documento, a madeira micro lamelada colada (LVL), *parallel strand lumber* (PSL), *laminated strand lumber* (LSL) e vigas I. Por outro lado entre as placas contam-se as de aglomerados de madeira e os contraplacados.

Na descrição que a seguir se faz dos vários tipos de produtos derivados de madeira segue-se Faria (2009), Aghayere (2007), Porteous (2007), Sousa (2006) e Ozelton (2002), para os quais se remete.

2.6.1 MADEIRA LAMELADA COLADA

A madeira lamelada colada (ver Figura 2.24), de maior interesse para o projeto referido neste trabalho (ver capítulo 5), é um derivado da madeira obtido através da colagem de lamelas de madeira maciça. As dimensões destas lamelas são reduzidas quando comparadas com as dimensões do elemento em que se inserem. A madeira lamelada colada apresenta desde logo a vantagem de não ter as limitações da madeira maciça no que concerne ao comprimento do elemento e à largura da sua secção, sendo ainda de salientar a possibilidade do fabrico de peças curvas. Para além da colagem das lamelas, estas unem-se entre si longitudinalmente através de ligações denteadas (*fingerjoints*) – ver Figura 2.25.



Figura 2.24 – Madeira lamelada colada: a) vigas curvas – Allbiz (2012); b) secção transversal de uma viga – fotografia do autor; c) cobertura de um pavilhão ginnodesportivo – AR (2012).

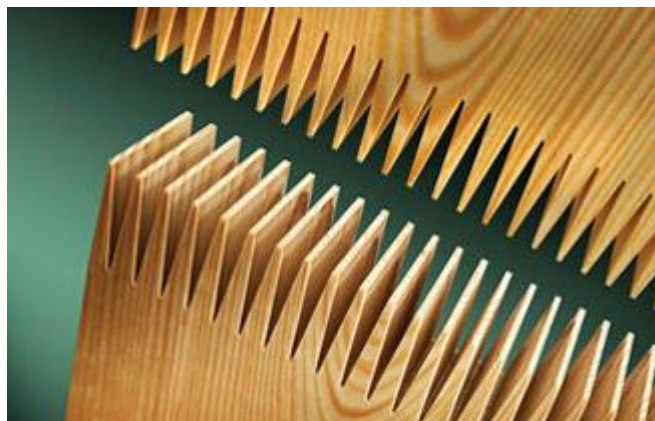


Figura 2.25 – Fingerjoint. Kaiser Wood Products (2012).

A madeira lamelada colada é produzida num processo de cinco fases que vão desde a secagem das lamelas à ligação dos topos (*fingerjoints*), passando pela colagem das lamelas sob pressão e pela atribuição das formas das peças, até à aplicação dos tratamentos para preservar o produto e os seus acabamentos. É claro que o processo de produção da madeira lamelada colada é complexo, estando por isso regulado por normas de produção europeias. Também pormenores como os diversos tipos de cola utilizados no processo ou os valores de cálculo que o produto final deve respeitar devem ser tidos em conta quando se lida com este derivado de madeira. Não sendo contudo esse o objeto do presente estudo remete-se para a bibliografia *supra* mencionada. Sublinhar apenas que quanto à composição interna das lamelas, a madeira lamelada colada pode ser homogénea ou combinada: é homogénea quando a resistência das lamelas é equivalente ao longo de todas as camadas e combinada quando a qualidade difere; mas não é displicente lembrar que neste caso as lamelas com resistência inferior são coladas nas camadas da parte central dos elementos por serem as que têm de suportar menores esforços (ver Figura 2.26).

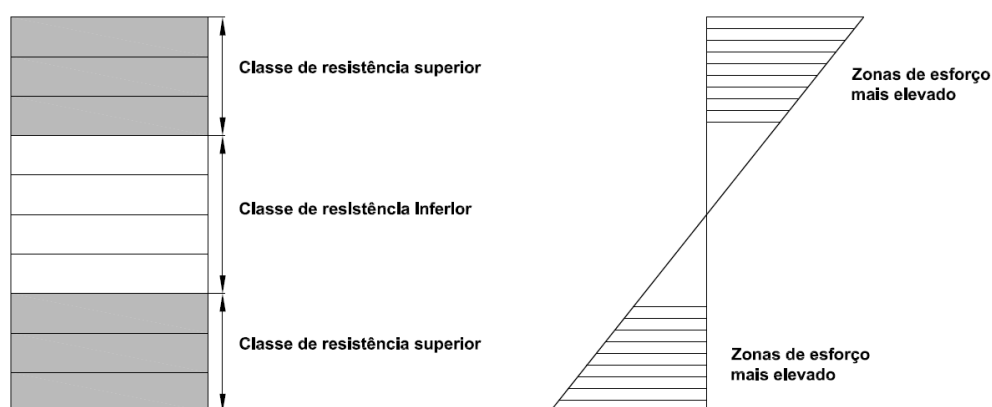


Figura 2.26 – Disposição das lamelas nos elementos de madeira lamelada colada combinada em função do esforço. Faria (2009).

Finalmente é importante para qualquer projeto face ao uso da madeira lamelada colada ter em conta que os elementos deste derivado são produzidos de acordo com as classes de resistência definidas na norma NP EN 1194:2002. A nomenclatura utilizada é do tipo GL24h, significando a parte numérica a

resistência à flexão em MPa e a última letra se trata de madeira lamelada colada homogênea, caso em que esta letra será a 'h', ou combinada, caso em que será 'c' – assim a GL24h, a madeira lamelada colada que será usada no projeto deste trabalho, é homogênea e tem uma resistência à flexão de 24 MPa.

2.6.2 DEMAIS SECÇÕES ESTRUTURAIS DE MADEIRA

Para além da madeira lamelada colada são ainda secções estruturais de madeira as referidas LVL, PSL, LSL (ver Figura 2.27) e vigas I (ver Figura 2.28).

A LVL é um produto resultante da colagem de folhas de madeira obtidas por desenrolamento dos troncos. A PSL obtém-se dos mesmos elementos que o LVL aproveitando porém folhas exteriores do tronco, não aproveitadas para produzir a LVL devido à sua irregularidade. A LSL é produzida a partir de lascas de madeira bastante finas, com comprimento e largura também reduzidos. As vigas I são um produto derivado da madeira formada por uma alma, geralmente de OSB ou contraplacado, extremado longitudinalmente por dois banzos de madeira maciça, LVL ou LSL.



Figura 2.27 – LVL, LSL e PSL (da esquerda para a direita). Structure Magazine (2007).



Figura 2.28 – Vigas I. Vandermeer (2012).

2.6.3 PLACAS

As placas podem ser contraplacados (*plywood*) ou placas de aglomerados de madeira, podendo estes ser aglomerados de partículas de madeira ou de fibras de madeira.

As placas de aglomerados de partículas de madeira diferenciam-se entre si quer pela dimensão das suas partículas, quer pela sua orientação, quer ainda pela forma como estão ligadas. Entre estas é de salientar o OSB (*oriented strand board*), constituído por lascas de madeira, normalmente retangulares, longas e orientadas, com as camadas exteriores alinhadas paralelamente (ver Figura 2.29).



Figura 2.29 – OSB. Top House (2012).

As placas de aglomerados de fibras de madeira (*fibreboard*) obtêm-se a partir de fibras lenho-celulósicas e com recurso a cola, pressão e/ou calor, cujas características finais dependem do processo de fabrico em função da utilização a que se destinam. Destas destaca-se pelo seu uso mais corrente o MDF (aglomerados de fibras de média densidade) obtido por um processo de fabrico seco a partir de fibras de média densidade, como o próprio nome indica (ver Figura 2.30).



Figura 2.30 – MDF. Consmos (2012).

Finalmente os contraplacados obtêm-se colando várias folhas de madeira sobrepostas com o fio cruzado, geralmente de forma perpendicular (ver Figura 2.31).



Figura 2.31 – Contraplacados. Sunrise Industries (2012).

3

LIGAÇÕES

3.1 GENERALIDADES

Um dos aspetos mais delicados do projeto da estrutura de um edifício em madeira é o dimensionamento das ligações.

Poder-se-á mesmo afirmar que as ligações são um elemento crítico das estruturas de madeira. A resistência da estrutura será condicionada pela resistência da ligação e a sua rigidez influenciará a grandeza dos deslocamentos e potencial distribuição de esforços que, eventualmente, se venham a verificar. Verifica-se ainda que o tamanho dos elementos que constituem as estruturas é também muito afetado pelo número e tipo de ligadores que são utilizados, e não apenas pelos requisitos de resistência a que um determinado elemento esteja sujeito – Porteous (2007).

Em conformidade com o tipo e grandeza dos esforços a transmitir existem diferentes tipos de soluções que podem ser adotadas nas ligações entre os elementos das estruturas de madeira, a saber: a) ligações coladas, b) ligações entalhadas e c) ligações mecânicas.

3.2 REQUISITOS ESSENCIAIS

Existe um conjunto de requisitos, do ponto de vista estrutural, que devem ser garantidos pela ligação para que se possa considerar que a mesma esteja a cumprir, convenientemente, a função para a qual está destinada – Madsen (1998) –, a saber:

- Resistência – a ligação deve assegurar a transmissão de esforços entre os elementos que se pretendem ligar. Devem ser avaliados todos os esforços que se desenvolvem nos elementos a ligar e deve-se assegurar caminho para os mesmos na ligação, garantindo que as resistências mecânicas de todos os componentes (peças a ligar, chapas metálicas e ligadores) são verificadas. Os esforços de corte também devem ser considerados;
- Deformação – a deformação ou deslizamento das ligações deve ser tida em consideração. Fenómenos de fluência, folgas, atritos e erros de fabrico afetos aos materiais que constituem as ligações condicionam o comportamento das estruturas.
- Inversão do sentido das forças – este aspeto assume especial relevância pois restringe a adoção de soluções tradicionais (ligações entalhadas, por exemplo) que, normalmente, só resolvem as situações associadas a esforços que atuam apenas numa direção.
- Modos de rotura – preferencialmente devem ser adotadas soluções cujos modos de rotura sejam dúcteis. É mais fácil prever cenários de rotura em soluções que usem materiais mais dúcteis, que se deformam mais e dissipam energia, comparativamente

com materiais mais frágeis, cujo modo de rotura é brusco e difícil de antecipar. Mais, convém que a carga de rotura da ligação não condicione os elementos que liga;

- Rigidez – conforme já referido, a rigidez das ligações tem influência na distribuição de esforços pelos elementos.

Se possível, não devem ser descurados aspetos relacionados com determinadas expectativas criadas pelos diversos agentes que participam na construção de edifícios, nomeadamente, no que diz respeito à adoção de soluções de baixo custo e de fácil execução. Deverá também ser dada especial atenção à condição estética da estrutura, o que poderá levar a que seja feito um esforço no sentido de tornar invisíveis as ligações que tiverem de ser realizadas entre os diferentes elementos de madeira – Madsen (1998).

Deve ter-se especial atenção a possíveis erros de execução das ligações, que poderão provocar excentricidades que subverterão o seu funcionamento.

3.3 LIGAÇÕES COLADAS

Em algumas situações, nomeadamente em asnas de cobertura que apresentem vãos relativamente pequenos – Thelandersson (2003) –, poderão ser usadas colas, semelhantes às que se usam no fabrico da madeira lamelada colada, para realizar as ligações entre os diferentes elementos que compõem as asnas. Este tipo de ligação pode ser auxiliado com chapas de ligação (ver Figura 3.1).

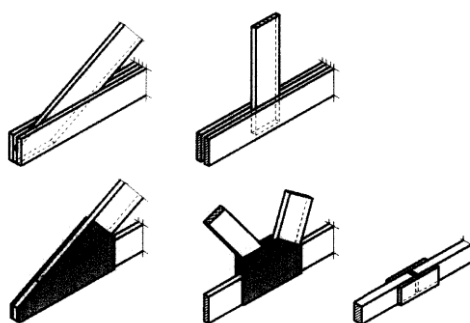


Figura 3.1 – Ligações coladas feitas sem e com chapas de ligação. Thelandersson (2003).

O uso de colas pode ainda ser aplicado na junção de painéis de madeira (ver Figura 3.2a) ou em ligações denteadas entre elementos que possuem secções transversais com elevadas larguras (ver Figura 3.2b e c); este procedimento é também usado na união das lamelas na madeira lamelada colada (as denominadas *fingerjoint*) – Thelandersson (2003).

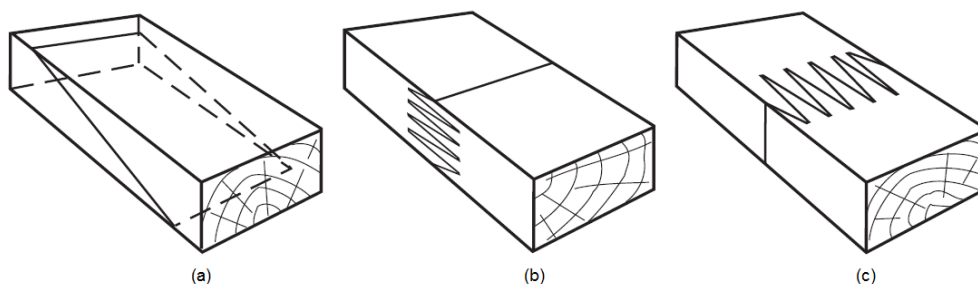


Figura 3.2 – Ligações coladas: a) ligação entre dois painéis; b) ligação denteada horizontal; c) ligação denteada vertical. TRADA (1992).

3.4 LIGAÇÕES ENTALHADAS

Uma das formas mais antigas que se conhecem para unir elementos de madeira são as ligações por entalhe. Este tipo de ligações terá começado a ser explorado quando o ser humano, como resultado da evolução do conhecimento dos metais, desenvolve ferramentas que lhe permitem trabalhar a madeira – Mendes (1994).

A transmissão de forças neste tipo de ligações é realizada a partir das superfícies de contacto entre os elementos que se pretendem ligar. As forças de atrito que são mobilizadas assumem um papel relevante nestas ligações. É um tipo de ligação que resolve com competência a transferência de esforços de compressão, apresentando a desvantagem de não ser uma ligação adequada quando ocorre inversão de esforços. Para estes casos pode complementar-se a ligação entalhada recorrendo ao uso de elementos metálicos, como por exemplo, parafusos, esquadros, braçadeiras ou varões (ver Figura 3.3) – Faria (2009) e Branco (2006).

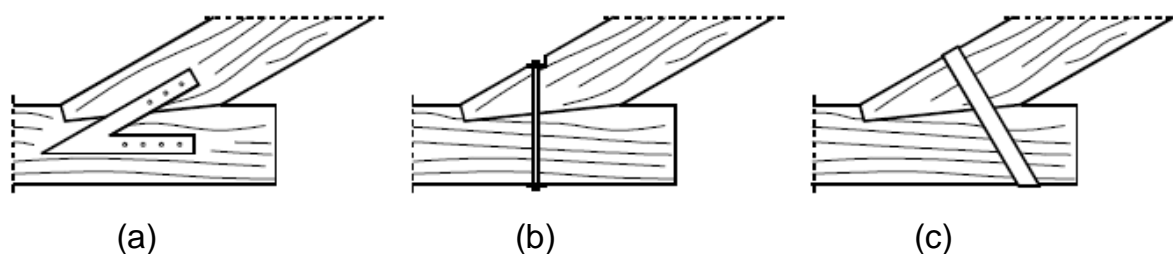


Figura 3.3 – Soluções de reforço para ligações perna-linha de asnas: a) esquadro; b) varão; c) braçadeira. Branco (2006).

A união entre as pernas e linhas de asnas de coberturas em madeira é comumente realizada através de ligações entalhadas (ver Figura 3.4). Este tipo de ligação será alvo de uma abordagem mais detalhada no subcapítulo 3.4.1. No entanto, existem outro tipo de ligações por entalhe realizadas entre elementos de madeira, nomeadamente, cachorros e nós de cruzamentos (ver Figura 3.5) – Faria (2009).

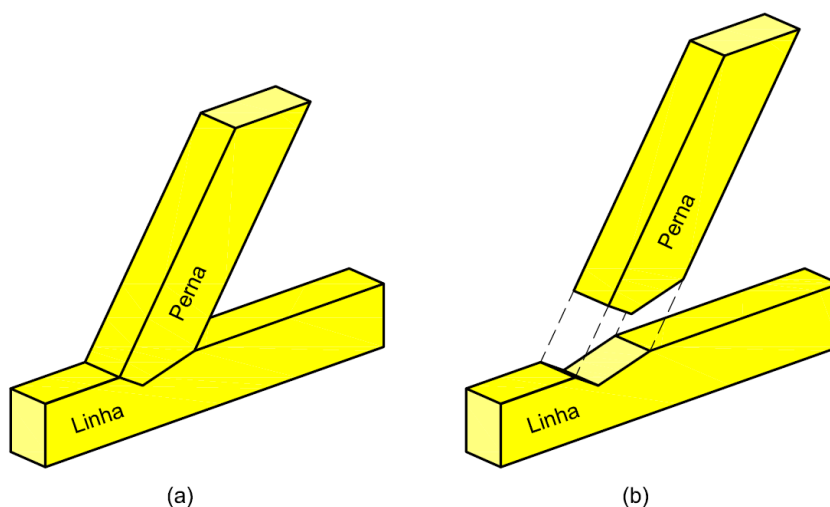


Figura 3.4 – Ligação entalhada entre a perna e linha de uma asna.

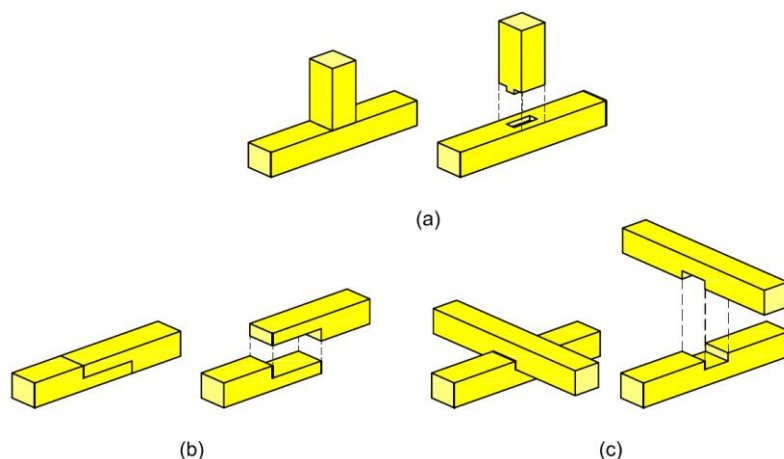


Figura 3.5 – Ligações entalhadas: a) cachorro; b) nó de cruzamento 1; c) nó de cruzamento 2.

Salienta-se, embora não seja esse um tema diretamente relacionado com este trabalho, que as ligações entalhadas são correntemente usadas em peças de mobiliário.

3.4.1 LIGAÇÕES DENTEADAS

As ligações por entalhe esquematizadas na Figura 3.3 podem apresentar diferentes tipologias. Assim, e no que diz respeito à localização e número de dentes que o entalhe pode apresentar, consideram-se três tipos de ligações denteadas, a saber: a) entalhe de dente simples aplicado na parte anterior da zona de contacto entre os elementos, b) entalhe de dente simples aplicado na parte posterior da zona de contacto entre os elementos e c) entalhe de dente duplo – Faria (2009).

A resistência deste tipo de ligações depende da geometria, inclinação e profundidade do entalhe.

Apesar de a EN 1995-1-1:2004 não apresentar recomendações específicas relativamente a ligações deste tipo, deverá analisar-se o risco de esmagamento na superfície de contacto concernente à área frontal do dente (ver Figuras 3.6 a 3.11), bem como um possível destacamento de uma quantidade de madeira circunscrita à zona compreendida entre o topo da linha e a profundidade do entalhe, provocado por tensões de corte (ver Figuras 3.6, 3.8 e 3.10). Uma vez que a resistência ao esmagamento mencionado *supra* depende dos esforços de compressão que incidem num ângulo em relação à direção do fio do madeira, α , que depende da inclinação do entalhe deverá garantir-se a condição enunciada na expressão (4.34). A verificação de segurança em relação às tensões de corte atuantes é realizada através da expressão (4.30) – Faria (2009).

Analisar-se-ão, de seguida, os diferentes tipos de entalhe que podem ser admitidos numa ligação entre a perna e linha de uma asna.

3.4.1.1 Dente simples aplicado na parte anterior

As Figuras 3.6 e 3.7 ajudam a elucidar a configuração do entalhe associado a este tipo de solução. O dente anterior é usualmente aplicado segundo uma inclinação que corresponde à bissetriz do ângulo obtuso formado pelos elementos perna e linha, ε . Esta configuração tem como objetivo minimizar o ângulo que se estabelece entre o esforço atuante na direção perpendicular ao plano do entalhe, N_a , e as fibras da madeira – Faria (2009) e Sousa (2006).

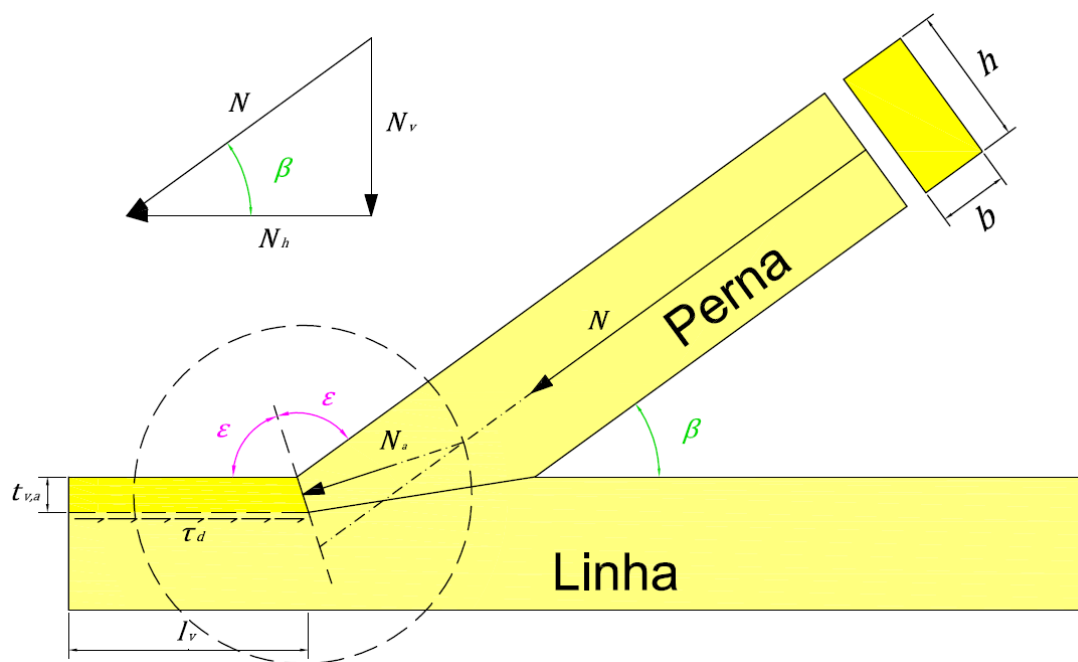


Figura 3.6 – Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior.

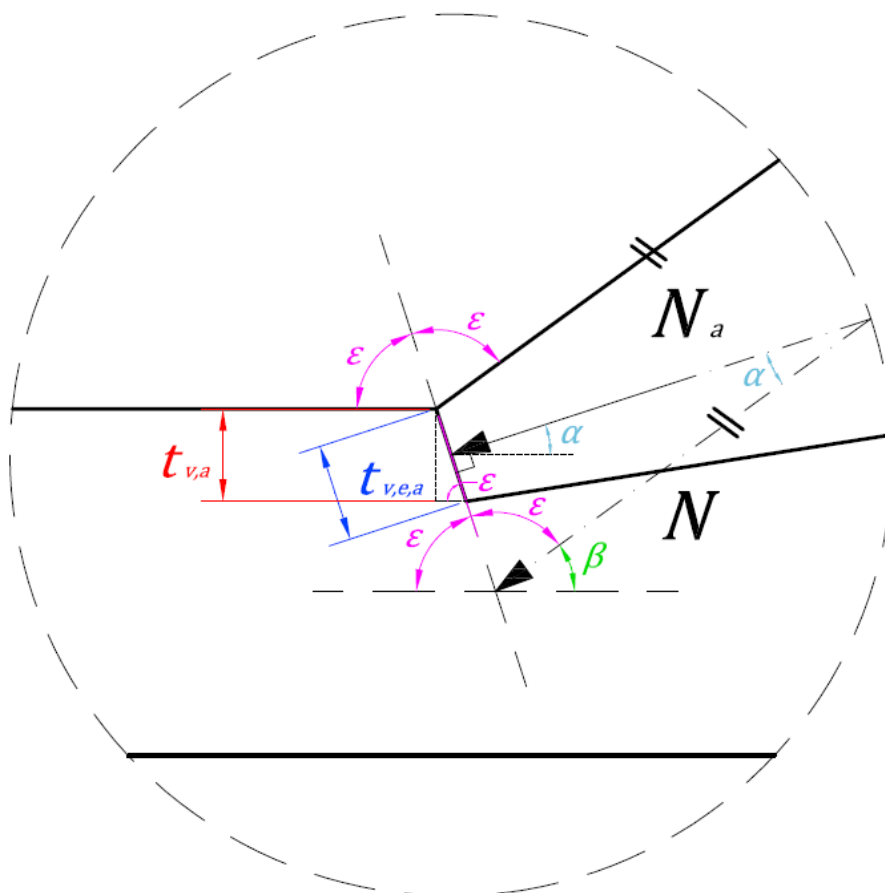


Figura 3.7 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior.

Procede-se, seguidamente, à dedução das expressões que permitem determinar a profundidade mínima do entalhe, $t_{v,a}$, e o comprimento de madeira que deve existir à frente do entalhe, l_v .

O ângulo ε é dado por:

$$\beta + 2 \times \varepsilon = 180^\circ \Leftrightarrow \varepsilon = 90^\circ - \frac{\beta}{2} \quad (3.1)$$

em que:

ε – ângulo obtuso formado pelos elementos perna e linha;

β – ângulo formado entre a perna e a linha.

Conhecido o ângulo ε , determina-se N_a :

$$\text{sen } \varepsilon = \frac{N_a}{N} \Leftrightarrow N_a = N \times \text{sen } \varepsilon \quad (3.2)$$

em que:

N – valor do esforço a que o elemento está submetido;

N_a – valor do esforço atuante na direção perpendicular ao plano do entalhe aplicado no dente anterior.

O valor da profundidade do entalhe na direção paralela ao plano do mesmo, $t_{v,e,a}$, é obtida através de:

$$\text{sen } \varepsilon = \frac{t_{v,a}}{t_{v,e,a}} \Leftrightarrow t_{v,e,a} = \frac{t_{v,a}}{\text{sen } \varepsilon} \quad (3.3)$$

em que:

$t_{v,a}$ – valor da profundidade do entalhe praticado no dente anterior;

$t_{v,e,a}$ – valor da profundidade do entalhe praticado no dente anterior na direção paralela ao plano do mesmo.

A área sobre a qual a força de compressão, N_a , exerce pressão é igual a:

$$A = b \times t_{v,e,a} \Leftrightarrow A = b \times \frac{t_{v,a}}{\text{sen } \varepsilon} \quad (3.4)$$

em que:

A – área sobre a qual a força de compressão exerce pressão;

b – largura da secção transversal da perna.

A tensão normal de compressão atuante no entalhe segundo um determinado ângulo força-fio, $\sigma_{c,\alpha,d}$, é dada por:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_a}{A} \Leftrightarrow \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N \times \sin \varepsilon}{b \times \frac{t_{v,a}}{\sin \varepsilon}} \Leftrightarrow \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N \times \sin^2 \varepsilon}{b \times t_{v,a}} \quad (3.5)$$

Para determinar-se a profundidade mínima do entalhe aplicado no dente anterior, $t_{v,a}$, deve ser garantida a condição:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \quad (3.6)$$

em que:

$f_{c,\alpha,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão segundo um ângulo força-fio α (ver subcapítulo 4.7.2.1).

O valor do ângulo α para a ligação entalhada em estudo depende da seguinte relação:

$$\varepsilon + \alpha + 90^\circ = 180^\circ \Leftrightarrow \alpha = 90^\circ - \varepsilon \Leftrightarrow \alpha = \frac{\beta}{2} \quad (3.7)$$

em que:

α – ângulo força-fio.

Uma vez conhecido o valor de $\sigma_{c,\alpha,d}$, a profundidade mínima do entalhe, $t_{v,a}$, é calculada de acordo com:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \Leftrightarrow \frac{N \times \sin^2 \varepsilon}{b \times t_{v,a}} \leq f_{c,\alpha,d} \Leftrightarrow t_{v,a} \geq \frac{N \times \sin^2 \varepsilon}{b \times f_{c,\alpha,d}} \quad (3.8)$$

Conforme já referido, para ser evitado o risco do deslizamento de madeira à frente do entalhe, que pode ser provocado pela componente horizontal da força N , deve ser avaliado um comprimento mínimo de madeira que deve existir à frente do entalhe, l_v .

A componente horizontal da força N é determinada por:

$$\cos \beta = \frac{N_h}{N} \Leftrightarrow N_h = N \times \cos \beta \quad (3.9)$$

em que:

N_h – valor da componente horizontal da força N .

A área da superfície a considerar é dada por:

$$A = b \times l_v \quad (3.10)$$

em que:

l_v – comprimento mínimo de madeira que deve existir à frente do entalhe.

O valor da tensão de corte atuante, τ_d , é avaliado através de:

$$\tau_d = \frac{N_h}{A} \Leftrightarrow \tau_d = \frac{N \times \cos \beta}{b \times l_v} \quad (3.11)$$

Garantindo a condição:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (3.12)$$

em que:

$f_{v,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte (ver subcapítulo 4.7.1.7).

O comprimento mínimo de madeira que deve existir à frente do entalhe, l_v , é então obtido de acordo com a expressão:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \Leftrightarrow \frac{N \times \cos \beta}{b \times l_v} \leq f_{v,d} \Leftrightarrow l_v \geq \frac{N \times \cos \beta}{b \times f_{v,d}} \quad (3.13)$$

Para mais informação sobre o comportamento em serviço deste tipo de ligações conferir Palma (2007).

3.4.1.2 Dente simples aplicado na parte posterior

O entalhe posterior é usualmente aplicado segundo a direção perpendicular ao eixo longitudinal do elemento perna – Sousa (2006). As Figuras 3.8 e 3.9 ilustram a geometria desta ligação, bem como um conjunto de parâmetros relevantes para o seu dimensionamento.

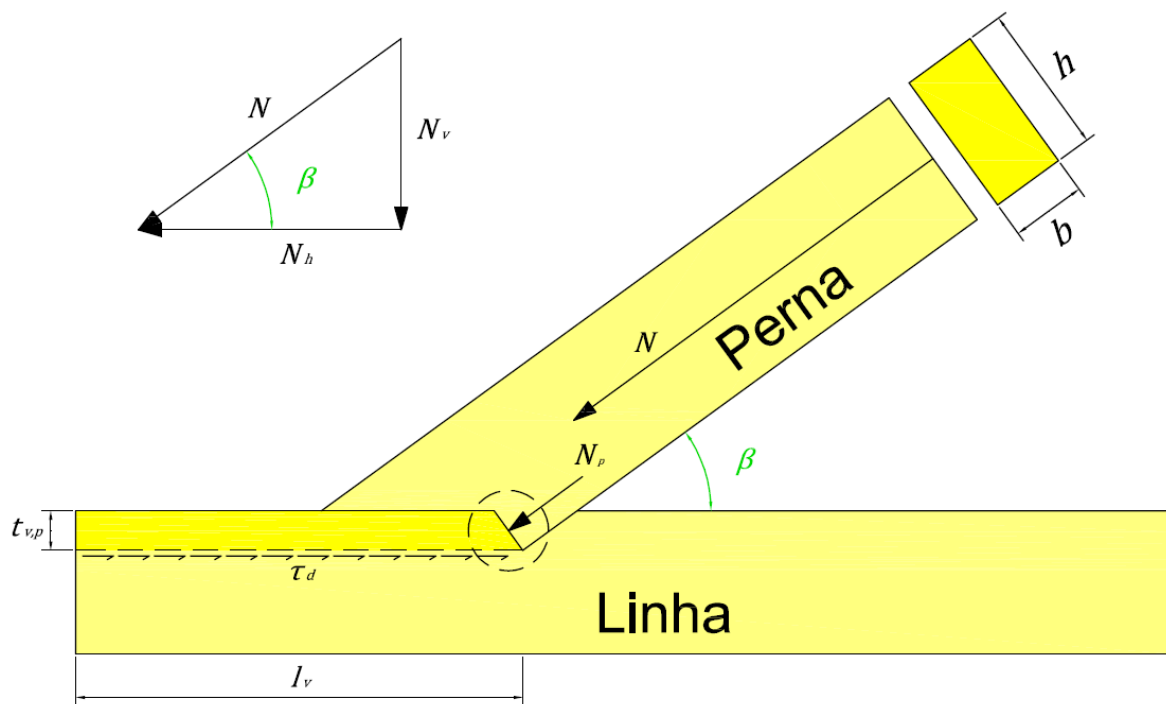


Figura 3.8 – Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte posterior.

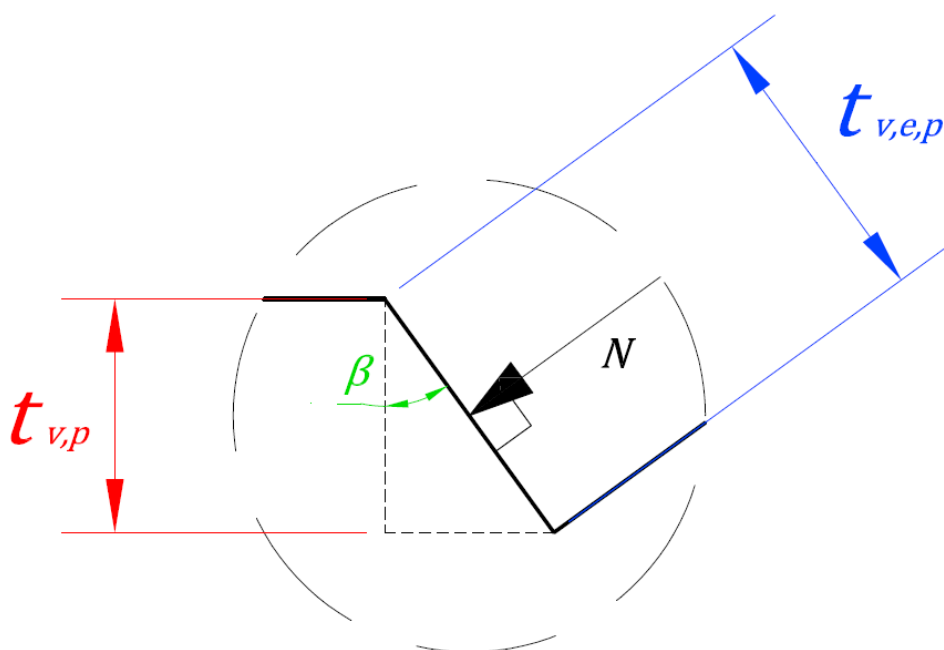


Figura 3.9 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte posterior.

O procedimento de dimensionamento para este tipo de ligação é semelhante ao da ligação onde o dente é aplicado na parte anterior.

No caso particular desta ligação assume-se que todo o esforço, N , é transmitido através do dente posterior.

O primeiro passo é a determinação do valor da profundidade do entalhe na direção paralela ao plano do mesmo, $t_{v,e,p}$:

$$\cos \beta = \frac{t_{v,p}}{t_{v,e,p}} \Leftrightarrow t_{v,e,p} = \frac{t_{v,p}}{\cos \beta} \quad (3.14)$$

em que:

β – ângulo formado entre a perna e a linha;

$t_{v,p}$ – valor da profundidade do entalhe praticado no dente posterior.

A superfície, A , na qual a força de compressão, N , atua é dada por:

$$A = b \times t_{v,e,p} \Leftrightarrow A = b \times \frac{t_{v,p}}{\cos \beta} \quad (3.15)$$

em que:

b – largura da secção transversal da perna.

A tensão normal de compressão atuante no entalhe, $\sigma_{c,\alpha,d}$, obtém-se através da expressão:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N}{A} \Leftrightarrow \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N}{b \times \frac{t_{v,p}}{\cos \beta}} \Leftrightarrow \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N \times \cos \beta}{b \times t_{v,p}} \quad (3.16)$$

Aplicando a expressão (3.6), vem que:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \Leftrightarrow \frac{N \times \cos \beta}{b \times t_{v,p}} \leq f_{c,\alpha,d} \Leftrightarrow t_{v,p} \geq \frac{N \times \cos \beta}{b \times f_{c,\alpha,d}} \quad (3.17)$$

em que:

$f_{c,\alpha,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão segundo um ângulo força-fio, α (ver subcapítulo 4.7.2.1).

O valor do ângulo força-fio α a considerar para o caso desta ligação é dado por:

$$\alpha = \beta \quad (3.18)$$

Avaliada a profundidade mínima do entalhe a praticar no dente posterior, $t_{v,p}$, segue-se a determinação do comprimento mínimo de madeira que deve existir à frente do entalhe, l_v . Este comprimento é obtido através do recurso à expressão (3.13).

3.4.1.3 Dente duplo

Poder-se-á ainda adotar uma solução em que se realiza na mesma ligação um entalhe duplo (ver Figuras 3.10 e 3.11).

Para este tipo de ligação deve seguir-se o procedimento descrito nos subcapítulos 3.4.1.1 e 3.4.1.2, no sentido de se proceder à determinação das profundidades mínimas dos entalhes, $t_{v,a}$ e $t_{v,p}$, bem como aos comprimentos mínimos de madeira que devem existir à frente do entalhe, l_v , quer para o caso do dente praticado na parte anterior, quer para o caso em que o dente é aplicado na parte posterior.

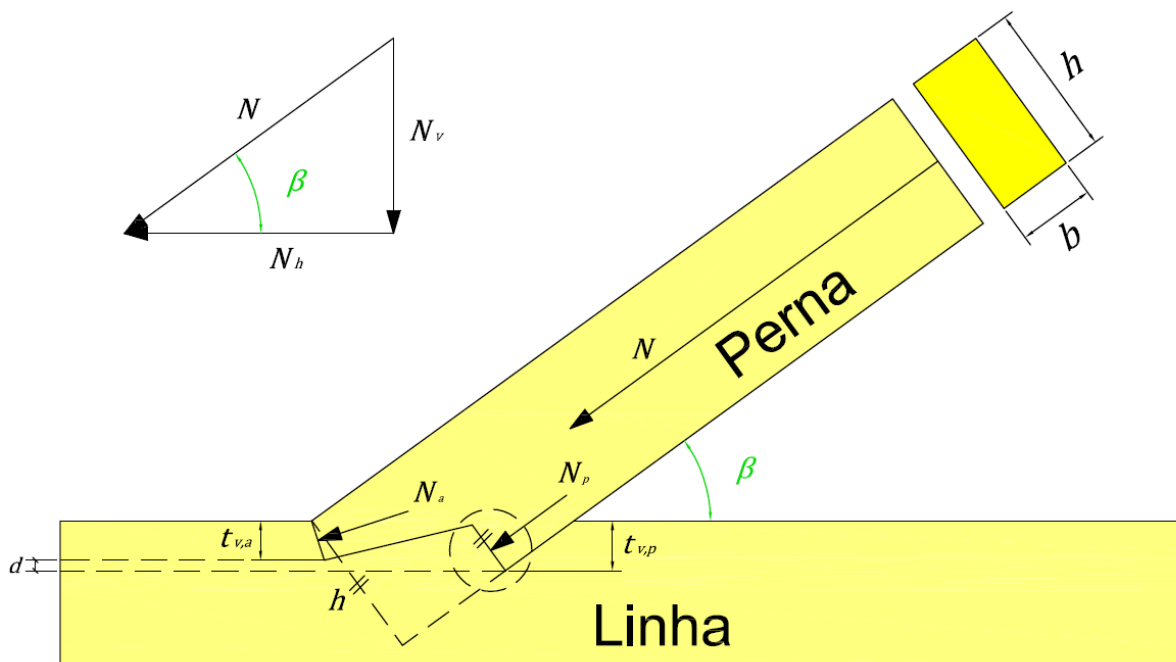


Figura 3.10 – Ligação entalhada perna-linha com dente duplo.

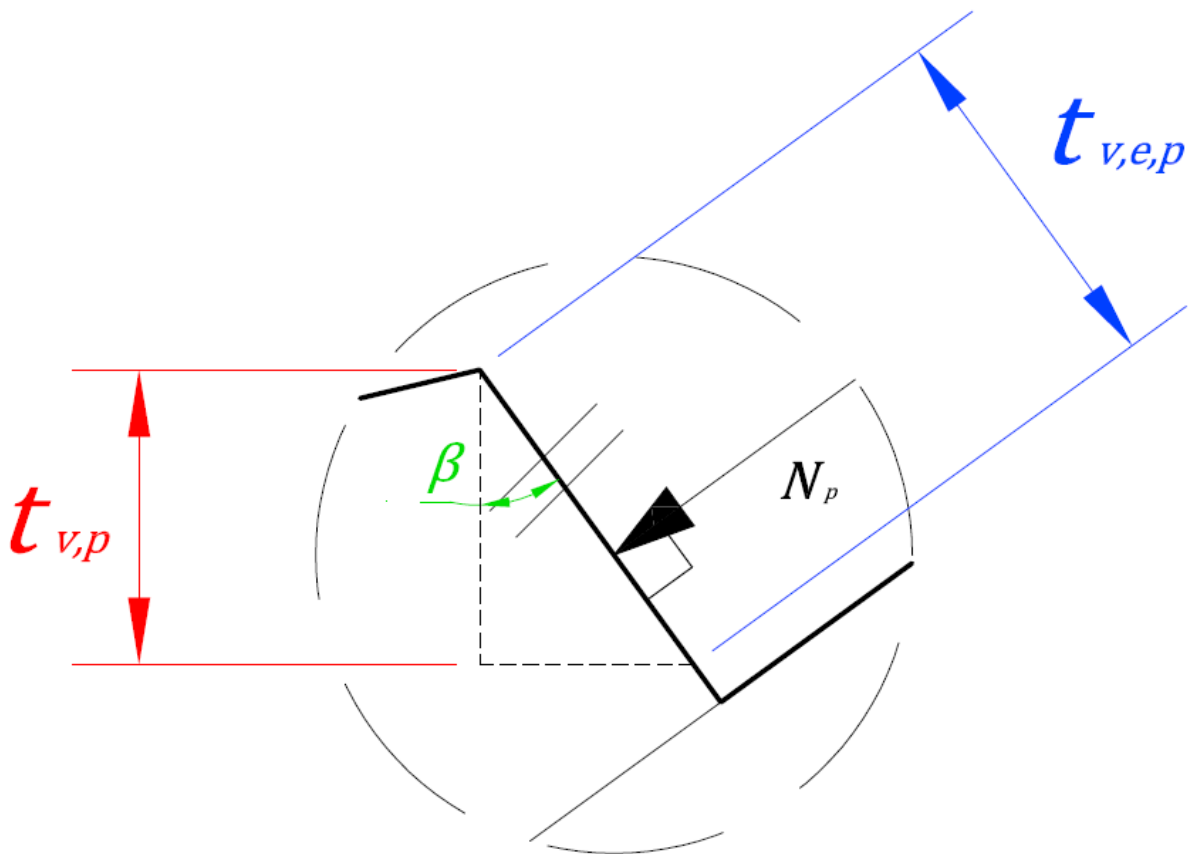


Figura 3.11 – Pormenor da ligação entalhada perna-linha com dente duplo.

A aplicação do procedimento mencionado *supra* implica adotar os valores adequados dos esforços que atuam em cada um dos dentes, N_a e N_p . O valor do esforço que atua sobre o dente posterior, N_p , avalia-se através do estabelecimento de uma relação entre essa força e o esforço N , e os valores da altura da perna, h , e da profundidade do entalhe praticado no dente posterior na direção paralela ao plano do mesmo, $t_{v,e,p}$.

O valor de $t_{v,e,p}$ é obtido a partir da expressão (3.14), que se relembra:

$$\cos \beta = \frac{t_{v,p}}{t_{v,e,p}} \Leftrightarrow t_{v,e,p} = \frac{t_{v,p}}{\cos \beta}$$

Encontrado o valor de $t_{v,e,p}$, estabelece-se a relação referida para que se possa determinar o valor de N_p :

$$\frac{N}{h} = \frac{N_p}{t_{v,e,p}} \quad (3.19)$$

A relação apresentada na expressão (3.19) resulta no seguinte valor de N_p :

$$N_p = \frac{N \times t_{v,e,p}}{h} \Leftrightarrow N_p = \frac{N \times \frac{t_{v,p}}{\cos \beta}}{h} \Leftrightarrow N_p = \frac{N \times t_{v,p}}{h \times \cos \beta} \quad (3.20)$$

em que:

N – valor do esforço a que a perna está submetida;

$t_{v,p}$ – valor da profundidade do entalhe praticado no dente posterior;

β – ângulo formado entre a perna e a linha;

h – altura da secção transversal da perna.

O valor do esforço que atua no dente anterior, N_a , é dado por:

$$N_a = N - N_p \quad (3.21)$$

De acordo com AA.VV. (1995), citado por Faria (2009), deve existir uma distância d (ver Figura 3.10) que garanta um espaçamento mínimo entre as possíveis superfícies de corte associadas aos dois entalhes, anterior e posterior, de forma a evitar a sobreposição das mesmas.

A distância d deve respeitar os seguintes limites:

$$d = t_{v,p} - t_{v,a} \geq \max \{10 \text{ mm}; 0,2 \times t_{v,p}\} \quad (3.22)$$

em que:

$t_{v,a}$ – valor da profundidade do entalhe praticado no dente anterior.

3.5 LIGADORES METÁLICOS

Designa-se por ligação mecânica a união de elementos estruturais através da utilização de elementos metálicos ou outro tipo de componentes.

A grande maioria das ligações realizadas em estruturas de madeira recorre ao uso de elementos metálicos.

Dentro do âmbito destas ligações existe uma grande variedade de soluções que podem ser adotadas.

Os ligadores metálicos (ver Figura 3.12) podem ser divididos em dois grupos, em função da forma como a força é transmitida, a saber: a) ligadores tipo cavilha (*metal dowel type connectors*) e b) ligadores planos (*bearing-type connectors*) – Faria (2009) e Porteous (2007).

A transmissão de forças nos ligadores tipo cavilha, normalmente submetidos a esforços de flexão e corte, é realizada através da pressão que o ligador exerce sobre a madeira, nomeadamente na superfície de furação, enquanto que nos ligadores planos a força é distribuída, essencialmente, pela superfície de madeira em contacto com o ligador.

São exemplos de ligadores tipo cavilha os pregos, parafusos de porca, agrafos, parafusos autorroscantes e as cavilhas propriamente ditas, enquanto que no grupo dos ligadores planos inserem-se os anéis (abertos ou fechados), placas metálicas denteadas, placas circulares e chapas metálicas (denteadas ou de pregar), por exemplo.

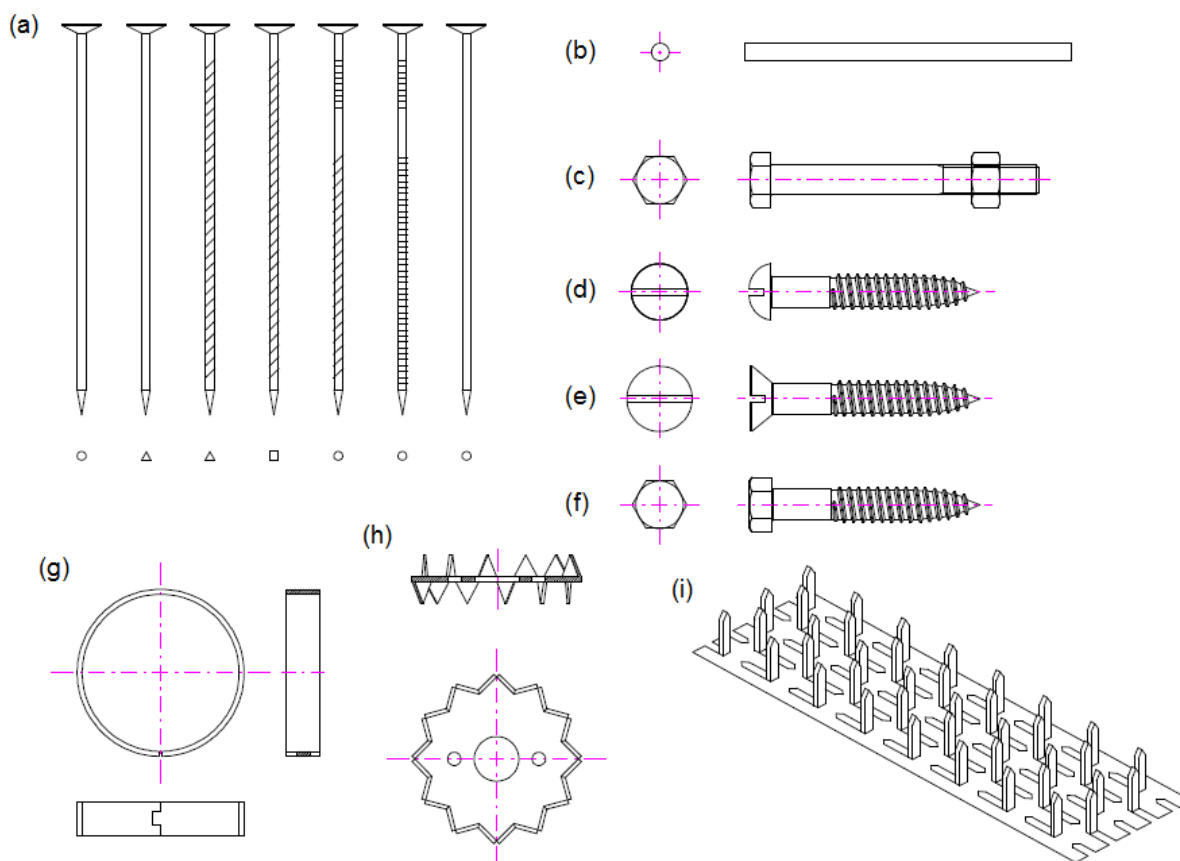


Figura 3.12 – Ligadores metálicos: a) pregos; b) cavilha; c) parafuso de porca; d) parafuso autorroscante de cabeça redonda; e) parafuso autorroscante de cabeça de embeber; f) parafuso autorroscante de cabeça sextavada; g) Anel aberto; h) placa metálica denteada; i) chapa metálica denteada. Kuklík (2008b).

3.5.1 PREGOS

Os pregos são de utilização corrente em elementos de madeira e estão disponíveis no mercado segundo uma variedade muito alargada de comprimentos, secções transversais e acabamentos (ver Figura 3.13). A cabeça do prego é, normalmente, circular e a geometria de secção pode apresentar diferentes formatos, a saber: circular, quadrangular ou triangular.

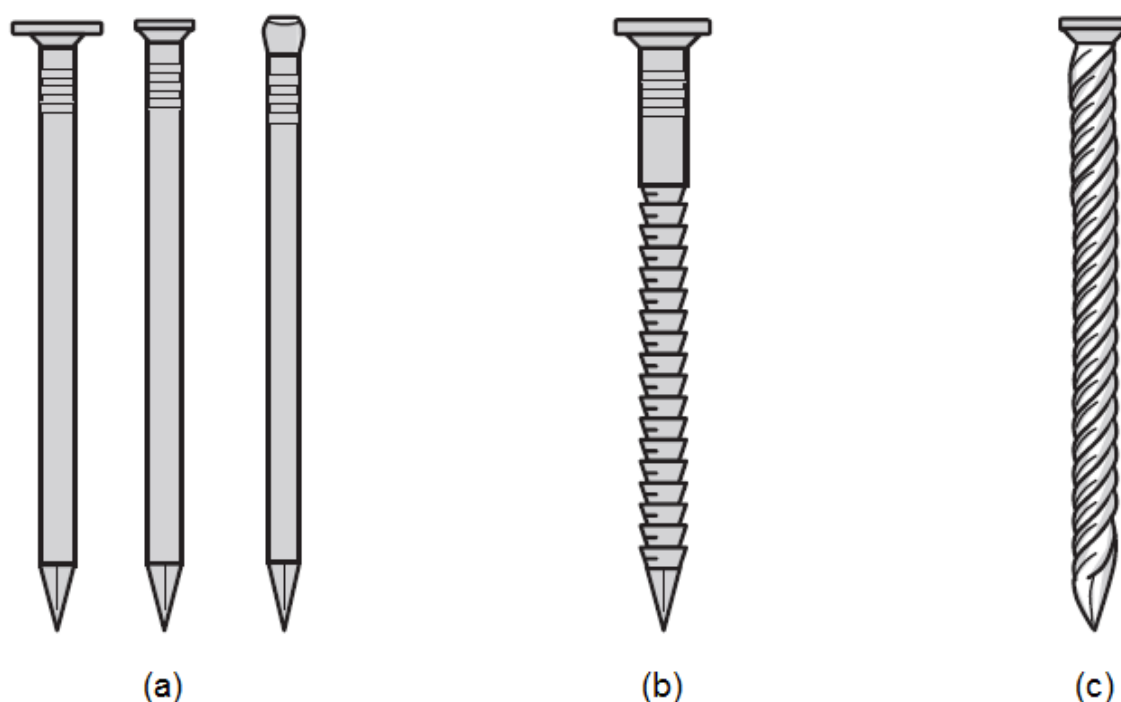


Figura 3.13 – Tipos de pregos: a) redondo e liso; b) com incisões anelares; c) helicoidal. Porteous (2007).

Os pregos para estruturas de madeira são produzidos a partir de aço (normalmente macio) e devem apresentar uma resistência à tração de, pelo menos, 600 MPa. Podem ser envernizados, galvanizados ou revestidos com polímero, dependendo do tipo de utilização a que forem destinados e ao ambiente onde serão aplicados – Porteous (2007).

Os pregos redondos e lisos (Figura 3.13a) são os de utilização mais frequente. Os seus diâmetros e comprimentos podem variar de, aproximadamente, 1 mm até 9 mm e de 10 mm até cerca de 300 mm, respetivamente – Faria (2009). As bitolas de pregos redondos comuns podem ser consultadas na norma NP 280:1963.

Os pregos com incisões anelares (Figura 3.13b) e helicoidais (Figura 3.13c) têm como principal vantagem, em comparação com os pregos lisos, uma maior resistência ao arranque. Realça-se ainda que a sua aplicação potencia uma menor ocorrência de fendas na madeira.

Quando se aplica uma torção a pregos de secção quadrada, além da forma da sua superfície ser alterada, o aço endurece, aumentando a sua resistência à tração. O resultado deste processo são os pregos helicoidais – Porteous (2007).

Os pregos são geralmente utilizados quando as forças a transmitir são baixas. No entanto, se for utilizado um número elevado de pregos em conjunto com chapas metálicas, a ligação fica preparada para transmitir esforços mais elevados.

Em determinado tipo de situações, quando os esforços a transmitir são elevados, recorre-se ao uso de outro tipo de ligadores metálicos, como por exemplo parafusos. No entanto, é expectável que as ligações pregadas apresentem um comportamento mais dúctil do que as ligações aparafusadas, nomeadamente no caso em que são utilizados parafusos com diâmetro elevado; por esta razão é por vezes dada preferência a ligações pregadas em detrimento das que recorrem ao uso de parafusos – Breyer (2007).

Para evitar fendas na madeira, poderá, nos casos em que regularmente se justificar, proceder-se à pré-furação da madeira. A pregagem pode ser feita através do recurso a martelos ou através de pistolas pneumáticas, elétricas ou mecânicas.

3.5.2 AGRAFOS

A Figura 3.14 ilustra o formato dos agrafo que podem ser utilizados em ligações na madeira. Este tipo de ligadores, apesar de ser alvo de aspetos regulamentares, nomeadamente na EN 1995-1-1:2004, é um recurso de uso mais frequente na indústria do mobiliário do que propriamente em elementos que constituam estruturas de madeira.



Figura 3.14 – Agrafo para madeiras. Rapid (2012).

Uma vez que um agrafo pode ser idealizado como dois pregos ligados entre si, a EN 1995-1-1:2004 recomenda que sejam assumidas praticamente todas as disposições que dizem respeito aos pregos, desde que a secção dos agrafo seja circular, aproximadamente circular ou retangular e as suas pernas, além de serem simétricas, sejam pontiagudas ou em forma de bisel.

3.5.3 PARAFUSOS AUTORROSCANTES

Os parafusos autorroscantes, à imagem do que acontece com os pregos, podem ser de vários tipos e apresentam uma larga gama de dimensões.

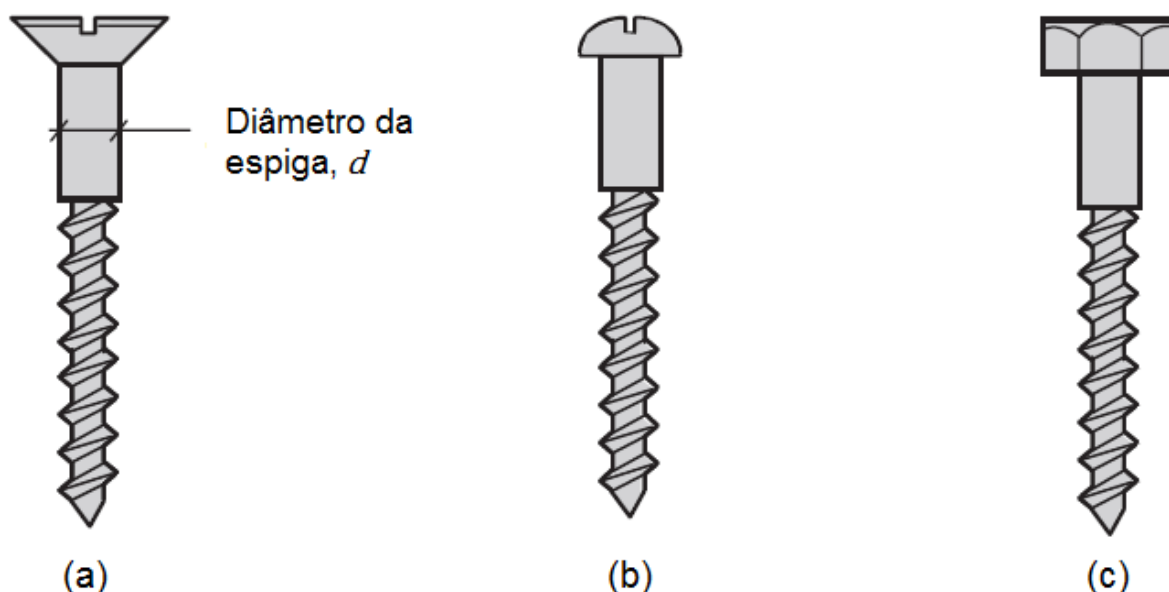


Figura 3.15 – Parafusos autorroscantes: a) cabeça de embeber; b) cabeça redonda; c) cabeça sextavada. Porteous (2007).

Nas ligações em que é necessário transmitir forças mais elevadas, e em especial nas situações em que é necessário dotar a ligação de elementos com maior resistência ao arranque, o uso dos parafusos autorroscantes assume-se como uma solução mais competente, em detrimento dos pregos – Porteous (2007).

Este tipo de componentes pode ser utilizado em ligações madeira-madeira, madeira-aço e em produtos derivados de madeira.

Os parafusos autorroscantes utilizados habitualmente em elementos estruturais são os de cabeça sextavada (Figura 3.15c); os seus diâmetros podem variar entre os 8 mm e os 20 mm, enquanto em termos de comprimento podem atingir os 300 mm. No entanto, existem ainda outros tipos de parafusos autorroscantes, nomeadamente os de cabeça de embeber (Figura 3.15a) e de cabeça redonda (Figura 3.15b), cujos diâmetros estão normalmente compreendidos entre 4 mm e 8 mm. A parte lisa da espiga do parafuso corresponde habitualmente a cerca de 40 % do seu comprimento total e normalmente é adequado o uso de uma anilha sob a sua cabeça – Thelandersson (2003) e Faria (2009).

Os parafusos devem ser inseridos na madeira através de movimentos de rotação e não de percussão (procedimento que é adotado para a introdução de pregos). A EN 1995-1-1:2004 recomenda para que tipo de situações deve ser realizada a pré-furação.

No que diz respeito aos materiais empregues na produção destes ligadores, destacam-se, por serem de uso mais frequente, o aço inoxidável e o aço comum com zincagem anticorrosão – Faria (2009).

A vasta gama de dimensões dos parafusos de enroscar pode ser consultada na norma NP ISO 262:2008.

O Quadro 3.1 apresenta o conjunto de diâmetros de parafusos definidos na norma NP ISO 262:2008, bem como os respetivos passos das roscas. Quando se pretende designar um parafuso utiliza-se o termo M. Por exemplo, o termo M20 diz respeito a um parafuso com 20 mm de diâmetro nominal.

Quadro 3.1 – Diâmetros e passos de parafusos. NP ISO 262:2008.

Diâmetro nominal D, d (mm)		Passo P (mm)		
1. ^a Escolha	2. ^a Escolha	Grosso	Fino 1	Fino 2
1		0,25	-	-
1,2		0,25	-	-
	1,4	0,3	-	-
1,6		0,35	-	-
	1,8	0,35	-	-
2		0,4	-	-
2,5		0,45	-	-
3		0,5	-	-
	3,5	0,6	-	-
4		0,7	-	-
5		0,8	-	-
6		1	-	-
	7	1	-	-
8		1,25	1	-
10		1,5	1,25	1
12		1,75	1,5	1,25
	14	2	1,5	-
16		2	1,5	-
	18	2,5	2	1,5
20		2,5	2	1,5
	22	2,5	2	1,5
24		3	2	-
	27	3	2	-
30		3,5	2	-
	33	3,5	2	-
36		4	3	-
	39	4	3	-
42		4,5	3	-
	45	4,5	3	-
48		5	3	-
	52	5	4	-
56		5,5	4	-
	60	5,5	4	-
64		6	4	-

3.5.4 CAVILHAS E PARAFUSOS DE PORCA

As cavilhas são veios cilíndricos, de superfície lisa ou com ranhuras (Figura 3.16a), com diâmetros correntes que podem oscilar entre os 6 mm e os 30 mm. Este tipo de ligador é normalmente de aço macio, mas pode também ser constituído em plástico reforçado com carbono – Thelandersson (2003).

A introdução de cavilhas na madeira é realizada por percussão e requer a existência de pré-furação; o furo deve ser feito com um diâmetro ligeiramente inferior ao da cavilha. Este pormenor permitirá acomodar a cavilha na sua posição final, por força do atrito que é mobilizado.

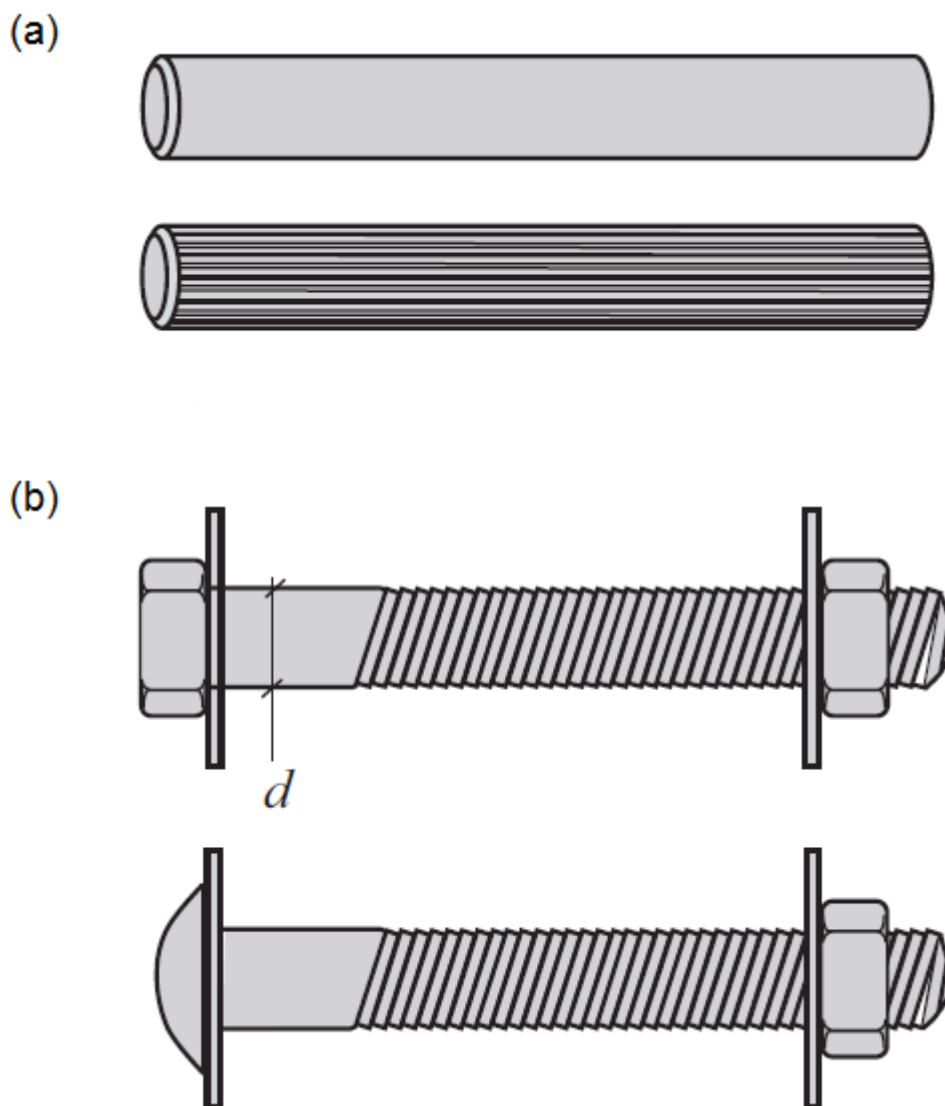


Figura 3.16 – Cavilhas e parafusos de porca típicos: a) cavilhas; b) parafusos de porca. Porteous (2007).

Os parafusos de porca são inseridos na madeira por rotação e o furo que é previamente realizado deve ter um diâmetro com cerca de 1 mm superior ao diâmetro do parafuso, conforme a EN 1995-1-1:2004. Estes ligadores, que são produzidos em aço macio, podem atingir os 64 mm de diâmetro. Os diâmetros

que estes componentes podem assumir está representada no Quadro 3.1 (a gama de dimensões destes ligadores é a definida na ISO 262:2008).

Os parafusos podem ser enquadrados em diferentes classes de resistência, classes estas que podem ser consultadas no Quadro 3.2. A classe de resistência é definida através de dois algarismos separados por um ponto. O primeiro algarismo diz respeito ao valor da tensão de rotura do aço à tração, f_{ub} , e vem expresso em centenas de MPa, enquanto que o segundo ajuda a identificar o valor da tensão de cedência desse mesmo aço, f_{yb} . Por exemplo, o aço que pertence à classe de resistência 4.8, apresenta uma tensão de rotura de 400 MPa e uma tensão de cedência que corresponde a 80 % desse valor, isto é, 320 MPa.

Quadro 3.2 – Classes de resistência dos parafusos de porca. NP EN 1993-1-8.

Classe	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)
4.6	240	400
4.8	320	400
5.6	300	500
5.8	400	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

As especificidades das porcas que acompanham os parafusos podem ser consultadas na norma EN ISO 898-2:2012.

Sob a cabeça dos parafusos e das porcas devem ser colocadas anilhas (quadradas ou circulares) que têm como função distribuir a força por uma área de contacto superior. As suas dimensões são especificadas no EN 1995-1-1:2004.

As cavilhas e os parafusos de porca são utilizados em ligações que requerem uma elevada resistência ao corte e podem atravessar vários elementos. Estes ligadores, consoante o número de planos que estejam a interseccionar, podem estar sujeitos a corte simples ou múltiplo.

Uma componente importante que pode ser associada a estes ligadores são as chapas de aço. Estas chapas de ligação são frequentemente produzidas em aço macio – Faria (2009). As classes de aço a que pertencem estas chapas de ligação podem ser consultadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Valores nominais das tensões de cedência, f_y , e da tensão última, f_u , para aços estruturais.
NP EN 1993-1-1:2010.

Norma e Classe de aço	Espessura nominal do elemento, t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

3.5.5 LIGADORES PLANOS

A informação relativamente às características geométricas e ao tipo de materiais que podem ser utilizados na produção dos ligadores planos, nomeadamente anéis, placas circulares e placas denteadas, podem ser consultadas na EN 912:2011.

De seguida abordar-se-á o conteúdo que esta norma apresenta, bem como uma discussão de alguns aspetos particulares relacionados com cada um destes três tipos de ligadores.

O enquadramento regulamentar para o dimensionamento deste tipo de ligadores é feito na EN 1995-1-1:2004.

3.5.5.1 Anéis

Os ligadores planos designados por anéis (Figura 3.17) apresentam-se em forma circunferencial e podem ser fechados ou abertos. A sua colocação na madeira implica a realização de um rasgo nos elementos que vão ser ligados. A norma EN 912:2011 enquadrá-os em seis tipos.

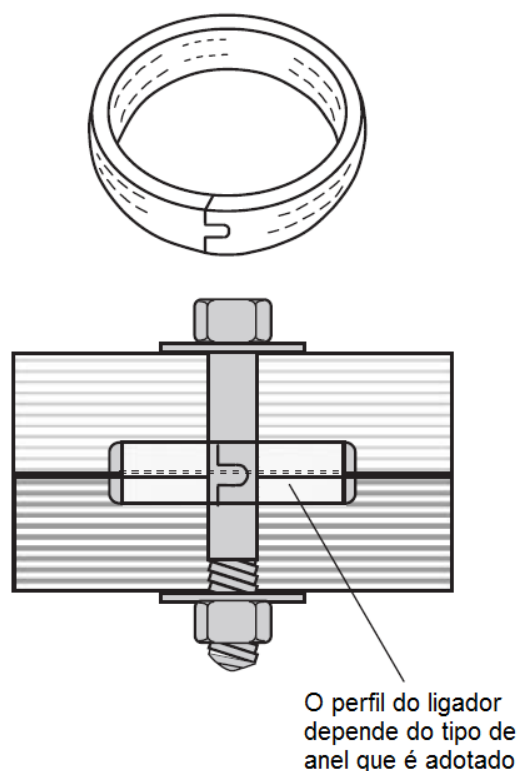


Figura 3.17 – Anel. Porteous (2007).

Os anéis pertencentes ao tipo A1 são fechados e constituídos por liga de alumínio. Possuem um diâmetro que pode variar entre 65 mm e 190 mm.

Os restantes tipos, a saber, A2 a A6 correspondem a anéis fechados. Os anéis pertencentes aos tipos A2 e A3 são de aço e apresentam os diâmetros de, respetivamente, 64 mm, e 64 mm ou 102 mm. Os do tipo A4 são produzidos em ferro fundido e os seus diâmetros oscilam entre 60 mm e 200 mm. Por seu turno os anéis que pertencem ao tipo A5 são de aço e os seus diâmetros estão compreendidos entre os 88 mm e os 260 mm, enquanto que os do tipo A6 são feitos em ferro fundido e o seu diâmetro varia entre 75 mm e 150 mm.

Este tipo de componentes é usado em ligações madeira-madeira. A transmissão da força é feita, inicialmente, do elemento de madeira para o anel através de pressão diametral; a força atravessa o anel, que fica sujeito a corte, e volta a ser transmitida ao segundo elemento de madeira novamente por pressão diametral – Porteous (2007).

Este tipo de ligação é completada com um parafuso de porca ou autorroscante, que atravessa um furo situado no centro do anel. Este parafuso é introduzido com o intuito de garantir que o anel fica incorporado nos elementos de madeira, pelo que não assume qualquer missão relacionada com a transmissão de esforços.

3.5.5.2 Placas circulares

As placas circulares (Figura 3.18) apresentam configurações geométricas diferentes dos anéis, mas o enquadramento regulamentar é semelhante em ambos.

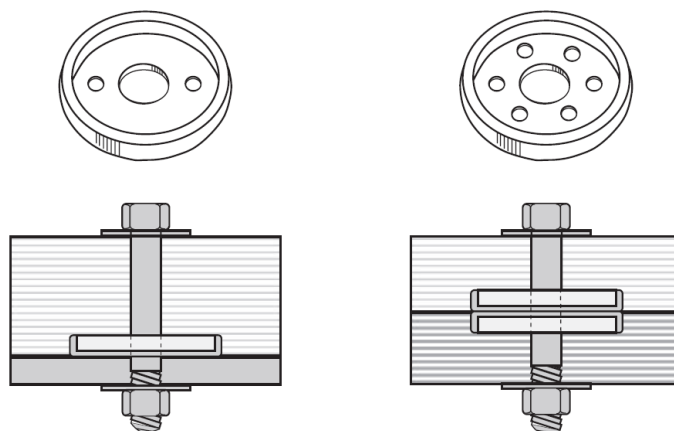


Figura 3.18 – Placas circulares. Porteous (2007).

As placas circulares são divididas, à luz da EN 912:2011, em quatro tipos, a saber, de B1 a B4.

As placas do tipo B1 são de liga de alumínio e os seus diâmetros variam entre 65 mm e 190 mm. Os tipos de placas B2 e B3 apresentam os diâmetros únicos de 67 mm e 102 mm, respetivamente. O material utilizado na produção de placas do tipo B2 é o aço laminado a quente, enquanto que as do tipo B3 são produzidas em ferro fundido maleável. Por fim, as placas circulares relativas ao tipo B4 são constituídas por ferro fundido cinzento e os seus diâmetros oscilam entre 80 mm e 180 mm.

Os acessórios deste tipo podem ser utilizados em ligações madeira-madeira, em ligações madeira-aço ou até em ligações madeira-betão – Porteous (2007). Se se pretende ligar dois elementos em madeira terá de ser usado o mesmo número de placas.

As ligações com placas circulares são também acompanhadas por um parafuso localizado no centro das mesmas. Neste caso, ao contrário do que acontece nas ligações com anéis, o parafuso assume um papel preponderante na transmissão da força entre os elementos que vão ser ligados.

A força é transmitida pela madeira ao rebordo da placa que, por sua vez, transfere a força para o parafuso central. Por conseguinte, o parafuso central faz chegar a força por corte ou a outra placa circular ou a outro elemento, dependendo do tipo de ligação.

3.5.5.3 Placas denteadas

As placas denteadas podem ser divididas, de acordo com a EN 912:2011, em onze tipos, a saber, C1 a C11. Um dos principais aspetos em que os diversos tipos de placas divergem está relacionado com a existência de dentes para um só lado (Figura 3.19a) ou para ambos os lados da chapa central (Figura 3.19b). A ligação com placas denteadas, à imagem do que sucede com os anéis e as placas circulares, também é realizada com o recurso a parafusos, que atravessam a parte central das placas.

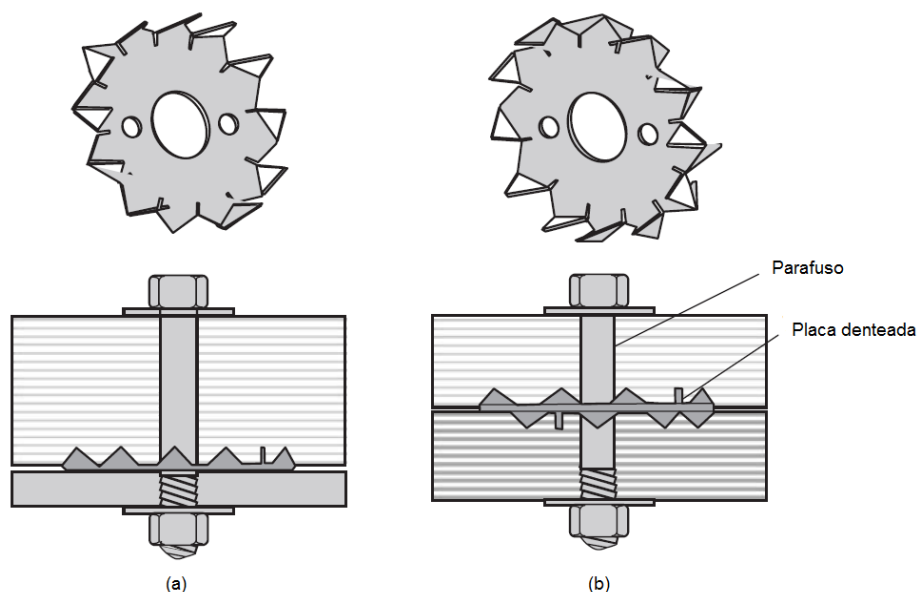


Figura 3.19 – Placas denteadas: a) placa com dentes salientes para um só lado; b) placa com dentes salientes para ambos os lados. Porteous (2007).

No que diz respeito a características geométricas as placas denteadas podem ser circulares, ovais ou quadrangulares (ver Figura 3.20)

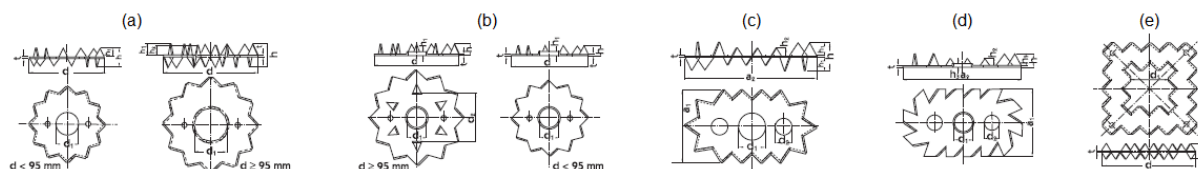


Figura 3.20 – Tipos de placas denteadas: a) C1; b) C2; c) C3; d) C4; e) C5. Simpson Strong-Tie (2011).

Os materiais utilizados para a produção das placas denteadas do tipo C1 são o aço com baixo teor de carbono laminado a frio sem revestimento (fornecido em tiras para estampagem a frio), o aço de alta resistência laminado a frio sem revestimento (fornecido em tiras para estampagem a frio) ou o aço com baixo teor de carbono laminado a frio com revestimento por imersão em processo contínuo (para estampagem a frio). Os tipos C2 a C5 são fabricados com os dois primeiros materiais anteriores: aço com baixo teor de carbono laminado a frio sem revestimento (fornecido em tiras para estampagem a frio) ou aço de alta resistência laminado a frio sem revestimento (fornecido em tiras para estampagem a frio). Os tipos C6 a C9 são fabricados em aço com baixo teor de carbono laminado a frio com revestimento por imersão em processo contínuo (para estampagem a frio). Finalmente, fabricam-se os tipos C10 e C11 em ferro fundido maleável. A maior dimensão das placas denteadas varia entre os 38 mm e os 165 mm.

O Quadro 3.4 reproduz algumas das características relacionadas com algumas das placas denteadas do tipo C1 (placas com dentes para ambos os lados da chapa central), que vão ser úteis para o dimensionamento de ligações no âmbito do projeto da estrutura da cobertura (capítulo 5).

Quadro 3.4 – Características de algumas placas denteadas do tipo C1. EN 912:2011.

d_c (mm)	h_c (mm)	t (mm)	d_1 (mm)	h_e (mm)
50	13,0	1,00	17,0	6,00
62	16,0	1,20	21,0	7,40
75	19,5	1,25	26,0	9,13
95	24,0	1,35	33,0	11,33
117	30,0	1,50	48,0	14,25

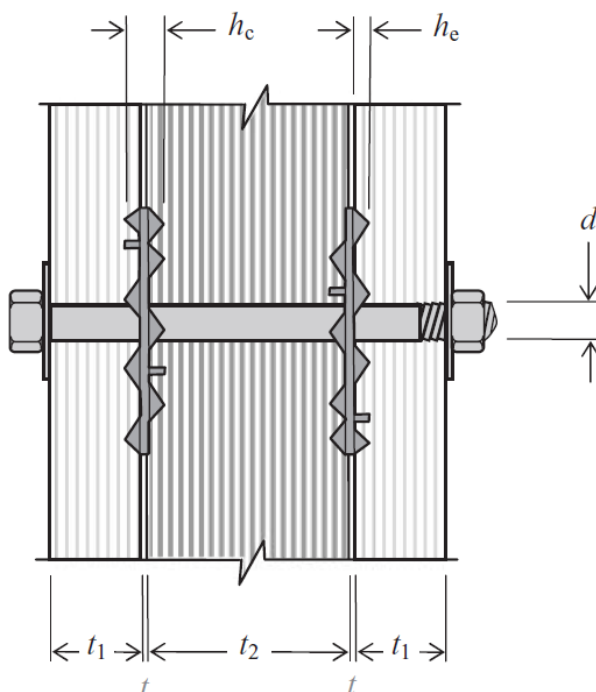


Figura 3.21 – Dimensões relevantes para ligações com placas denteadas. Porteous (2007).

O termo h_e que surge no Quadro 3.4 diz respeito à espessura de penetração dos dentes da placa nos elementos a ligar. Para o caso das placas denteadas do tipo C1, o valor de h_e é dado por:

$$h_e = \frac{h_c - t}{2} \quad (3.23)$$

em que:

h_e – espessura de penetração dos dentes da placa denteada do tipo C1 nos elementos a ligar;

h_c – altura total da placa denteada;

t – espessura da chapa central da placa denteada.

As placas que apresentem dentes para um só lado da chapa central podem ser usadas em ligações madeira-aço ou madeira-betão e em ligações madeira-madeira que se pretendam que sejam reversíveis (neste caso podem ser usadas duas placas com as faces não denteadas sobrepostas). As placas com dentes para ambos os lados são adequadas para os casos em que não se pretende reversibilidade de ligações (ver Figura 3.22) – Porteous (2007).

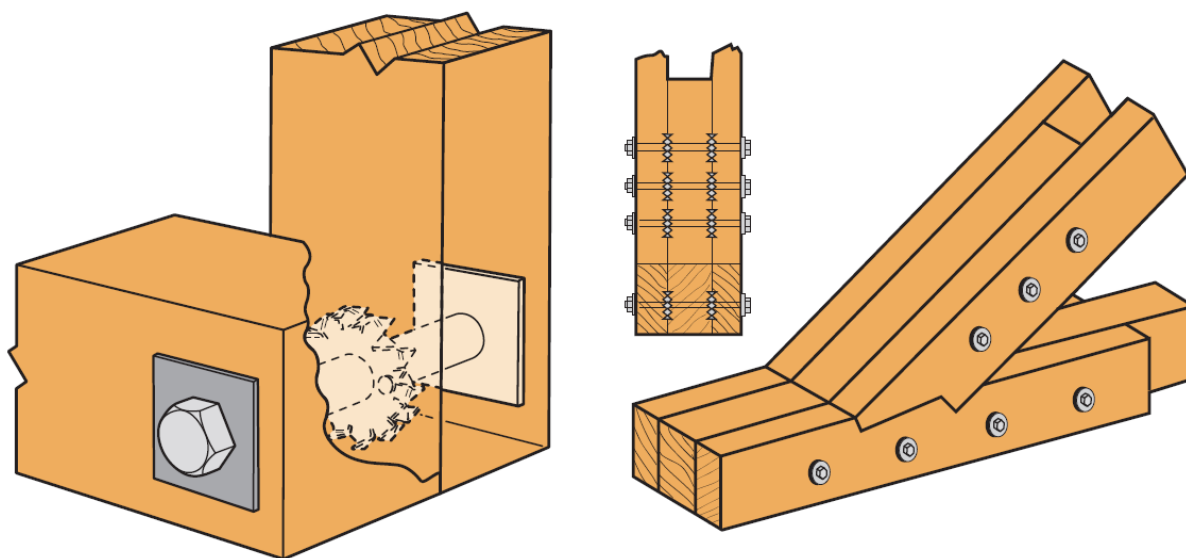


Figura 3.22 – Ligações madeira-madeira com placas que possuem dentes para ambos os lados.
Simpson Strong-Tie (2011).

A cravação das placas denteadas na madeira realiza-se através de uma força de compressão, que pode ser aplicada com o auxílio de uma prensa hidráulica ou através da pressão que resulta do aperto do parafuso central – Faria (2009). Dada a elevada força de cravação que é necessária aplicar durante este processo não se deve utilizar este tipo de ligadores em madeiras cuja massa volúmica seja superior a 500 kg.m^{-3} – Porteous (2007).

A transmissão da força nas placas com denteado duplo é feita do elemento em madeira para os dentes que estiverem cravados nesse mesmo elemento. Os dentes transmitem a força para a placa do ligador que, por sua vez, transfere a carga por corte aos dentes situados na face oposta. A ocorrência de deslizamento na zona de cravação dos dentes faz com que o parafuso central assuma um papel decisivo na transmissão da força. Assim, a resistência da ligação é dada pelo somatório das resistências da placa e do parafuso central.

No caso das placas com dentes para um só lado da chapa central admite-se o mecanismo de transferência de força que é adotado para as placas circulares. Ao valor da resistência da placa denteada tem de ser acrescido o valor da resistência do parafuso central.

3.5.5.4 Chapas metálicas denteadas

Os ligadores denominados por chapas metálicas denteadas (Figura 3.23) possuem uma chapa com uma espessura que varia entre 1 mm e 2 mm e de onde são projetados dentes na direção perpendicular ao plano da chapa que, por sua vez, são cravados nos elementos em madeira que se pretendem ligar – Thelandersson (2003).

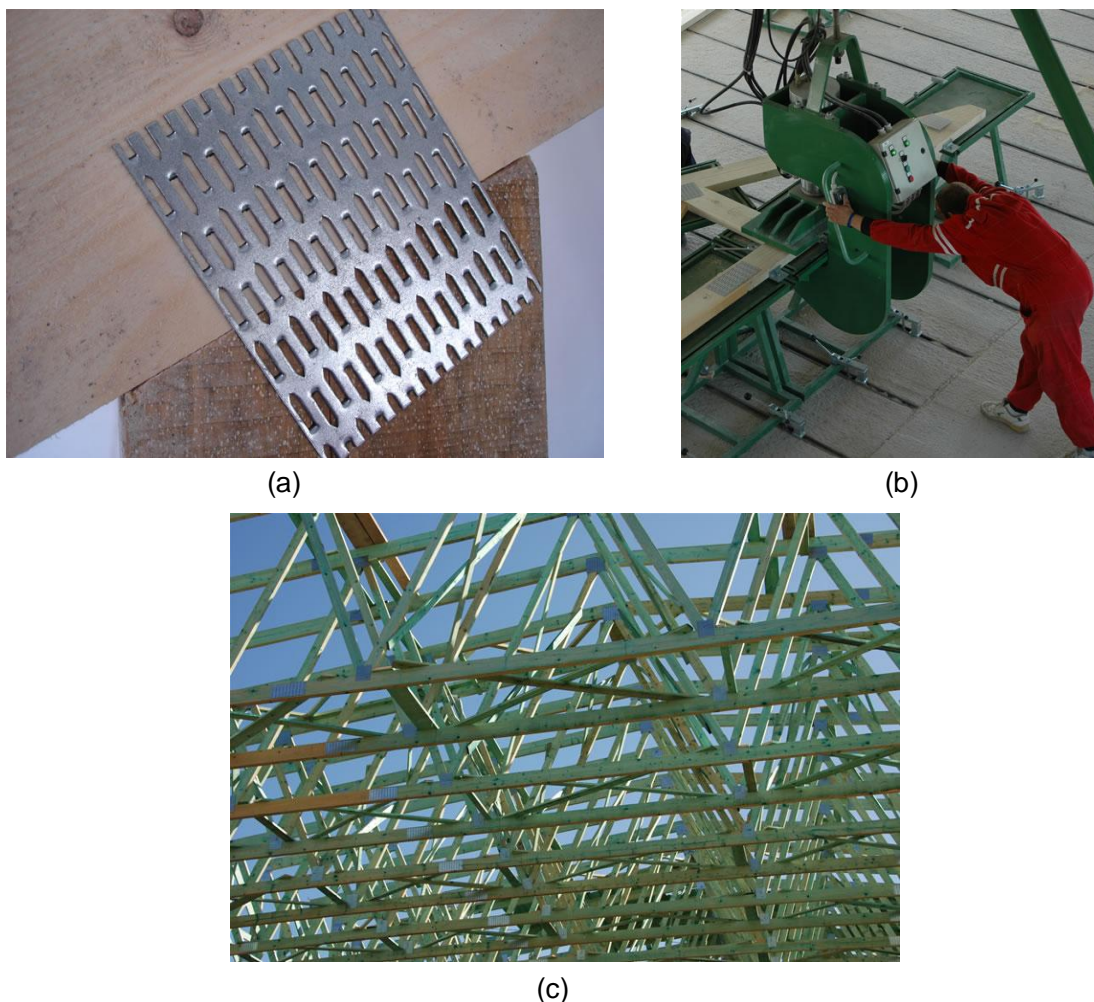


Figura 3.23 – Chapas metálicas denteadas: a) pormenor da ligação entre dois elementos de madeira; b) colocação da chapa metálica através de prensa hidráulica; c) asnas de uma cobertura ligadas por chapas metálicas denteadas. Bovanail (2006).

O comprimento dos dentes varia normalmente entre 8 mm e 15 mm e a área das chapas pode oscilar entre os 30 cm² e 1 m² – Thelandersson (2003).

Este tipo de ligador é frequentemente usado em asnas de coberturas pré-fabricadas com vãos até 40 m.

Os materiais mais frequentes utilizados na produção destas chapas metálicas são o aço galvanizado ou inoxidável – Faria (2009).

A EN 1995-1-1:2004 apresenta uma secção dedicada ao dimensionamento de ligações que usem este tipo de ligadores.

3.6 TEORIA DE JOHANSEN

O trabalho desenvolvido por Johansen (1949) no âmbito das ligações entre elementos de madeira serve de base aos critérios de dimensionamento prescritos na EN 1995-1-1:2004 para ligadores tipo cavilha (pregos ou parafusos de enroscar, por exemplo) que estão sujeitos ao corte.

Segundo Johansen (1949), a resistência de uma ligação entre elementos de madeira realizada através de um parafuso, por exemplo, depende da resistência da madeira ao esmagamento provocado pelo parafuso e da resistência deste último à flexão.

Estas considerações são aplicáveis a ligações madeira-madeira, madeira-derivados de madeira e madeira-aço, no pressuposto de os diversos materiais apresentarem um comportamento rigidoplástico.

A resistência ao esmagamento localizado da madeira e o momento plástico do ligador são dois parâmetros diretamente relacionados com o que foi apresentado anteriormente.

Imagine-se que se pretende transmitir uma força entre dois elementos de madeira unidos por uma cavilha (Figura 3.24). A força passa inicialmente do primeiro elemento em madeira para o ligador, que, por sua vez e por corte deste, transfere a força para o segundo elemento em madeira.

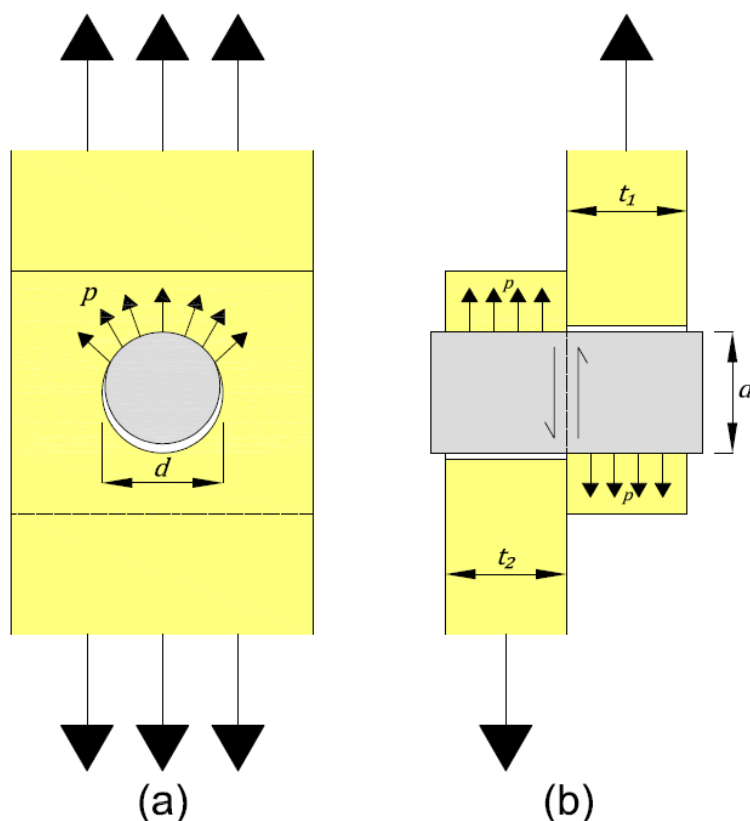


Figura 3.24 – Ligação madeira-madeira em corte simples: a) alçado; b) corte.

Nas superfícies de contacto $d \times t_1$ e $d \times t_2$ (que, para efeito de cálculo, se consideram planas apesar de, na verdade, a superfície de contacto ser circular) irão ser exercidas pressões pela cavilha junto da madeira. A resistência ao esmagamento localizada entende-se como sendo a tensão que atua nessas superfícies e que provocam o esmagamento da madeira – Faria (2009).

A resistência ao esmagamento localizado da madeira pode ser quantificada através da realização de ensaios em conformidade com a tramitação descrita na norma EN 383:2007. Se o ensaio for realizado de acordo com o esquema apresentado na Figura 3.25, a resistência ao esmagamento localizado, f_h , é dado por:

$$f_h = \frac{F_{max}}{d \times t} \quad (3.24)$$

em que:

F_{max} – força máxima aplicada durante o ensaio;

d – diâmetro do ligador;

t – espessura do elemento de madeira.

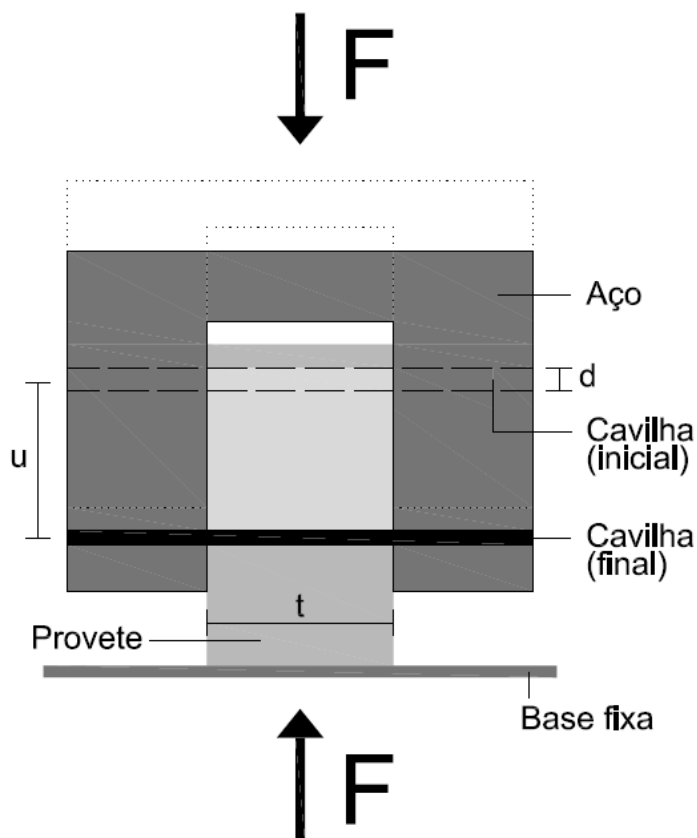


Figura 3.25 – Esquema de ensaio para a determinação da resistência ao esmagamento localizado. Faria (2009).

Quando se trata de um ligador ao corte surgem forças que provocam uma distribuição de esforço transversal e um momento fletor ao longo do mesmo. Devido à existência deste momento fletor pode ocorrer a formação de uma rótula plástica na secção do ligador que é resultado da perda da capacidade resistente à flexão da secção do mesmo. O momento plástico corresponde ao valor do momento fletor que se verifica no ligador perante a situação mencionada.

A EN 1995-1-1:2004 apresenta, de acordo com o tipo de ligador adotado, um conjunto de expressões que permitem quantificar os valores da resistência ao esmagamento localizado, f_h , e do momento plástico, $M_{y,Rk}$.

3.6.1 MODOS DE ROTURA

No sentido de avaliar a resistência de uma ligação devem ser avaliados todos os possíveis cenários que colocarão em risco a segurança da ligação. A exposição segue Faria (2009).

São três os tipos de modos de rotura que podem ser associados a ligadores tipo cavilha que estão sujeitos ao corte, a saber:

- Modo de rotura 1 – ocorre apenas o esmagamento da madeira;
- Modo de rotura 2 – ocorre esmagamento da madeira e a formação de uma rótula plástica por cada plano de corte;
- Modo de rotura 3 – formação de duas rótulas plásticas por cada plano de corte.

Como não é perfeitamente claro qual o modo de rotura que condicionará a resistência de uma ligação, deverá avaliar-se todos os modos de rotura possíveis. Assim, será o menor desses valores que deverá ser tido em conta no que diz respeito à resistência da ligação.

Os ligadores podem estar sujeitos a corte simples, duplo ou múltiplo. A circunstância em que o ligador se encontra é função do número de planos de corte que este intersecta.

Quando um ligador atravessa dois elementos e intersecta, portanto, apenas um plano de corte, está sujeito a corte simples (Figura 3.26a).

Se, por outro lado, o ligador atravessa três elementos está a intersectar dois planos de corte e, consequentemente, está sujeito a corte duplo (Figura 3.26b). Esta situação é diversas vezes constatada em ligações entre as pernas e as linhas de asnas.

A Figura 3.26c pretende ilustrar um caso possível em que o ligador esteja sujeito a corte múltiplo.

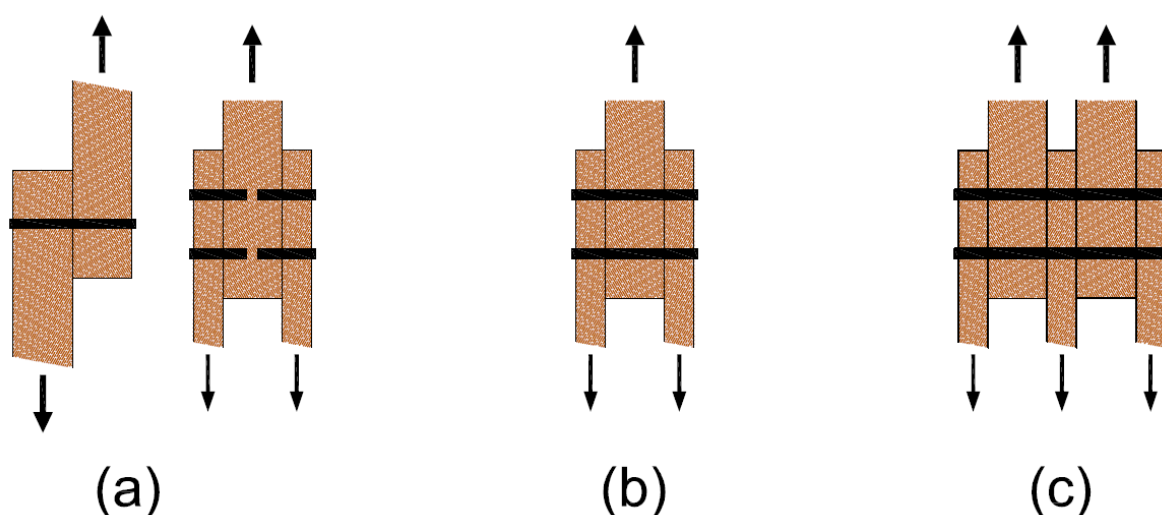


Figura 3.26 – Ligadores sujeitos a corte: a) corte simples; b) corte duplo; c) corte múltiplo. Faria (2009).

Uma vez que se dedica um capítulo à EN 1995-1-1:2004 (ver capítulo 4), não se apresentarão nesta fase do trabalho as expressões que nela constam relativas aos modos de rotura que vão ser analisados mais detalhadamente em seguida; mas deve realçar-se que essas mesmas expressões correspondem aos valores da resistência por cada plano de corte, pelo que, mediante a condição em que o ligador se encontra, devem ser multiplicadas pelo respetivo número de planos de corte que o mesmo interseste.

Neste documento será desenvolvido com mais pormenor os modos de rotura associados a ligações madeira-madeira e madeira-aço (com a existência de uma chapa central) em corte duplo, por serem estes os que se demonstrarão relevantes no dimensionamento das ligações que se realizará no projeto da estrutura da cobertura. No entanto, a informação relativa a modos de rotura associados a outro tipo de ligações pode ser consultada em Faria (2009).

3.6.1.1 Ligação madeira-madeira em corte duplo

Os modos de rotura em corte duplo são geralmente simétricos. A Figura 3.27 pretende ilustrar os índices que são utilizados para caracterizar os elementos exteriores e central ('1' e '2', respetivamente).

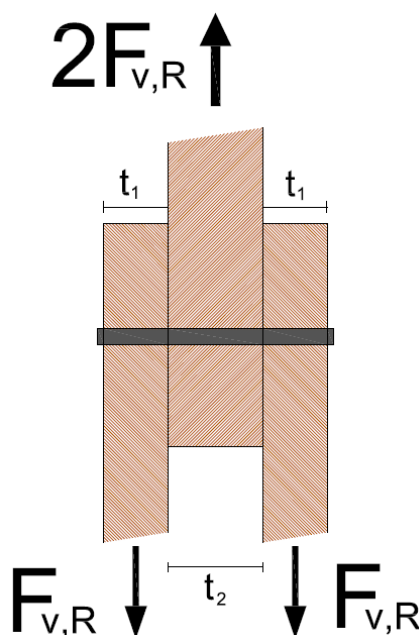


Figura 3.27 – Índices usados para caracterizar os elementos de madeira em situação de corte duplo. Faria (2009).

No que diz respeito aos esquemas apresentados é importante esclarecer alguns aspetos: os diagramas a cinzento pretendem representar qualitativamente a distribuição de pressões de contacto entre o ligador e a madeira, enquanto que as superfícies brancas dizem respeito ao espaço que é criado por força do escorregamento relativo dos elementos de madeira.

i. Modo de rotura 1

O modo de rotura 1 está associado ao esmagamento uniforme da madeira, ou do elemento central ou dos elementos laterais (Figura 3.28).

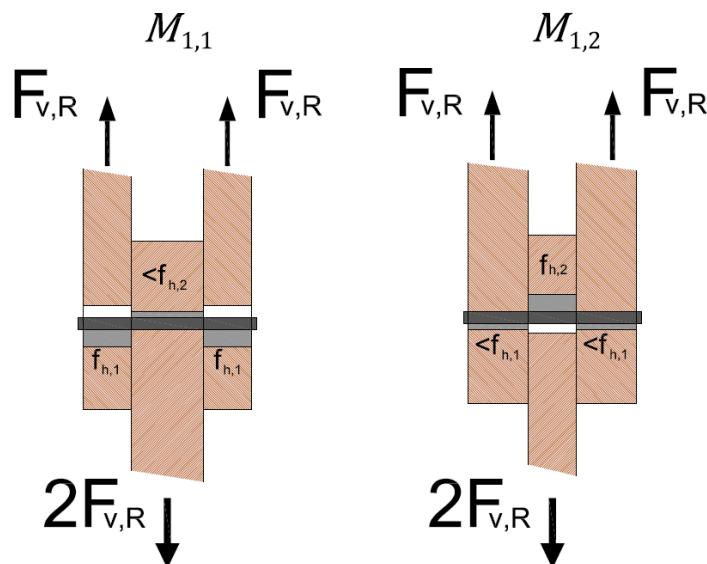


Figura 3.28 – Modos de rotura 1 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).

ii. Modo de rotura 2

Neste caso, além do esmagamento da madeira, ocorrerá a formação de duas rótulas plásticas, que se localizam simetricamente em relação ao plano médio dos elementos (Figura 3.29). Estas duas rótulas poderão convergir numa rótula central única. A formação das rótulas plásticas permite a rotação do ligador que, por sua vez, potenciam o escorregamento relativo dos elementos.

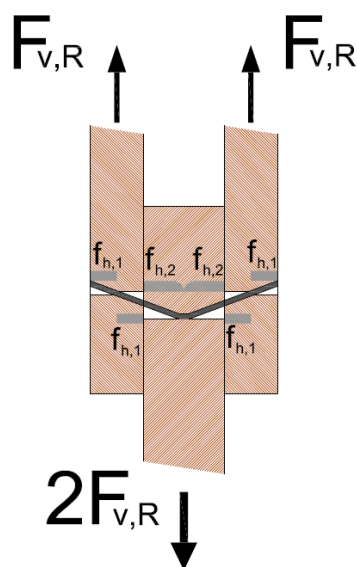


Figura 3.29 – Modo de rotura 2 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).

iii. Modo de rotura 3

Este modo de rotura é consequência da formação de quatro rótulas plásticas, simétricas duas a duas em relação ao plano médio (Figura 3.30). Mais uma vez, as duas rótulas que se localizam no interior podem convergir numa rótula central única. Neste caso, poderá verificar-se o escorregamento dos elementos de madeira que participam na ligação, por força da distorção da parte central do ligador que é originada pelo esmagamento da madeira junto das zonas em contacto com o ligador em conjunto com a formação das rótulas plásticas.

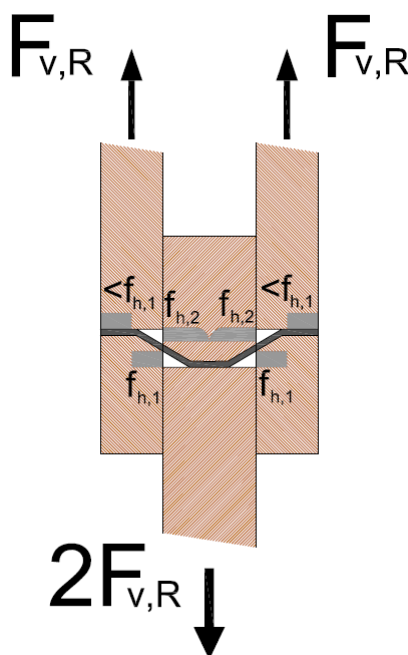


Figura 3.30 – Modo de rotura 3 – ligações madeira-madeira em corte duplo. Faria (2009).

3.6.1.2 Ligações madeira-aço em corte duplo

A avaliação dos modos de rotura em ligações madeira-aço pode ser realizada de acordo com as expressões de Johansen, desde que sejam assumidos determinados pressupostos de acordo com a espessura das chapas:

- As chapas finas permitem a ocorrência da rotação do ligador na secção do furo (Figura 3.31). Esta rotação é possibilitada devido à pequena espessura da chapa e à folga do furo;
- As chapas espessas não permitem a ocorrência da rotação do ligador na secção do furo (Figura 3.32). As forças que contrariam a rotação do ligador geram um momento de encastramento, devido ao braço que a grande espessura da chapa oferece.

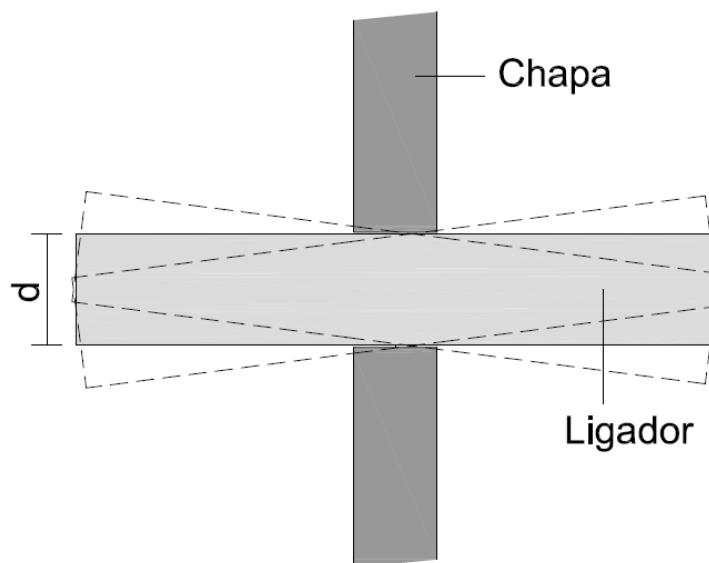


Figura 3.31 – Ligação com rotação do ligador. Faria (2009).

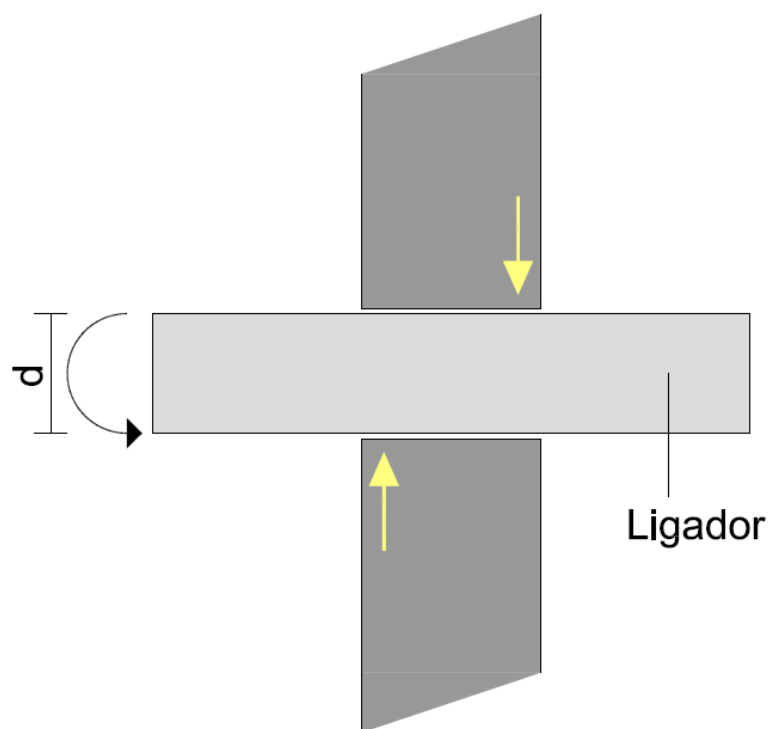


Figura 3.32 – Ligação sem rotação do ligador. Faria (2009).

Os modos de rotura que se apresentam de seguida dizem respeito a ligações madeira-aço em que a chapa se encontra entre os elementos de madeira.

i. Modo de rotura 1

O modo de rotura 1 está associado, conforme já referido, ao esmagamento uniforme dos elementos de madeira (Figura 3.33).

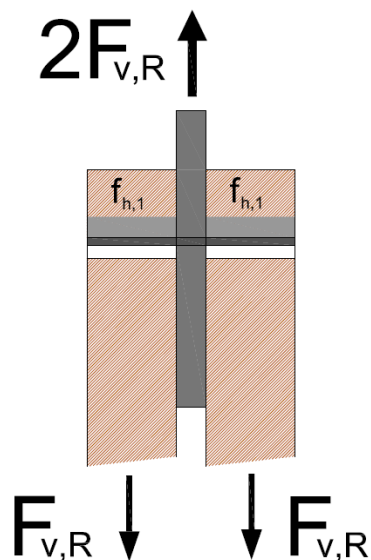


Figura 3.33 – Modo de rotura 1 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).

ii. Modo de rotura 2

Verifica-se, para este modo de rotura, que quando a chapa é fina ocorre a formação de uma rótula plástica central, enquanto que no caso em que a chapa é espessa formam-se duas rótulas plásticas junto das superfícies de contacto entre a chapa e os elementos de madeira (Figura 3.34). Constata-se a rotação do ligador e o deslizamento relativo entre a chapa e os elementos de madeira.

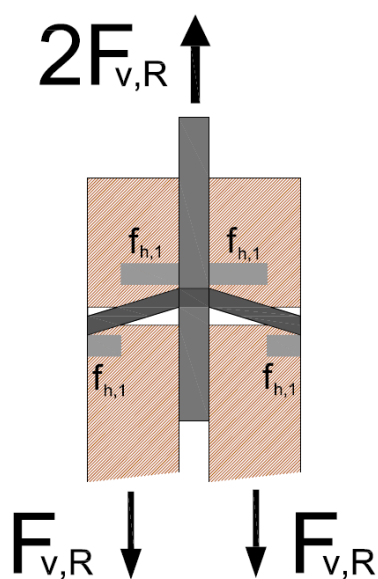


Figura 3.34 – Modo de rotura 2 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).

iii. Modo de rotura 3

Neste modo de rotura são geradas duas rótulas plásticas laterais e uma ou duas rótulas plásticas centrais, dependendo se a chapa é fina ou espessa, respetivamente (Figura 3.35).

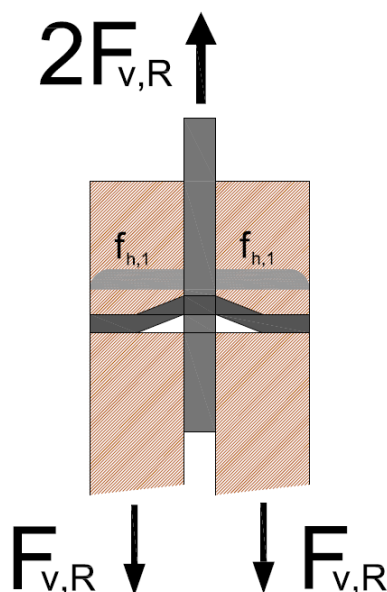


Figura 3.35 – Modo de rotura 3 – ligações madeira-aço em corte duplo. Faria (2009).

3.7 RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO

A avaliação da resistência de uma ligação deve ser feita analisando individualmente cada um dos componentes que nela participam.

Analisar-se-á, por ser relevante para a realização deste trabalho, o conjunto de verificações de segurança que devem ser efetuadas nas ligações aparafusadas madeira-aço e nas ligações madeira-madeira com placas denteadas, sendo que ambas as ligações estão sujeitas a corte duplo.

Nas ligações em madeira o valor da resistência do ligador (parafusos ou placas denteadas, por exemplo) é dado pela EN 1995-1-1:2004 e é apresentado no capítulo 4.

3.7.1 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NAS CHAPAS

Nas ligações madeira-aço é necessário analisar a resistência da chapa face ao esforço que se pretende transmitir, o risco de rotura por esmagamento diametral e a resistência ao esforço transversal da mesma. Estas verificações de segurança fazem-se de acordo com a NP EN 1993-1-1:2010 e a NP EN 1993-1-8:2010.

Imagine-se uma ligação escora-pendural da asna de uma cobertura cujos componentes apresentem as configurações ilustradas nas Figuras 3.36 a 3.38.

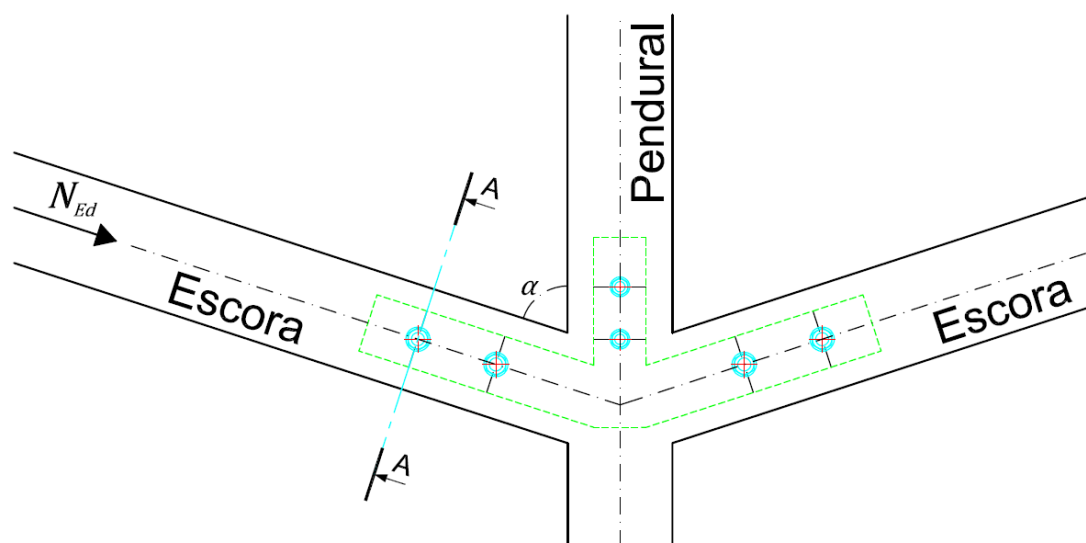


Figura 3.36 – Ligação escora-pendural de uma asna com recurso a parafusos e chapa de interposição.

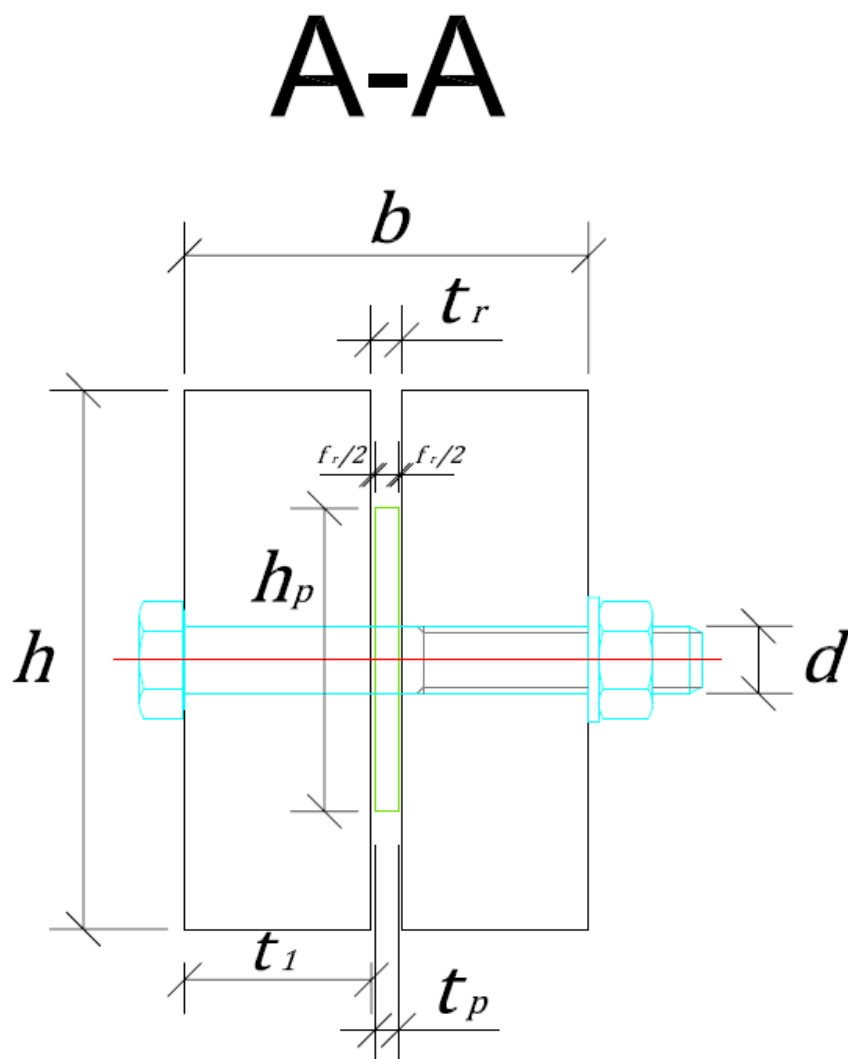


Figura 3.37 – Corte A-A da ligação escora-pendural.

Em primeiro lugar é necessário analisar se a chapa tem capacidade para transferir o esforço de compressão N_{Ed} . Deverá verificar-se a condição apresentada no ponto (1) da secção 6.4 do NP EN 1993-1-1:2010:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.25)$$

em que:

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço de compressão atuante na escora;

$N_{c,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme.

O valor de $N_{c,Rd}$ é dado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{net,p} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.26)$$

em que:

f_y – valor nominal da tensão de cedência da classe de aço utilizada (consultar Quadro 3.3);

$A_{net,p}$ – área da secção da chapa, reduzida do valor do furo relativo ao diâmetro nominal do parafuso adotado, d ;

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

O coeficiente parcial de segurança, γ_{M0} , dever assumir, de acordo com a nota 2B da secção 6.1 da NP EN 1993-1-1:2010, o valor de 1,00.

A determinação de $A_{net,p}$ é feita através da expressão:

$$A_{net,p} = t_p \times h_p - t_p \times d_{0,p} \times n_f \quad (3.27)$$

em que:

t_p – espessura da chapa;

h_c – altura da chapa;

$d_{0,p}$ – diâmetro do furo praticado na chapa de ligação de acordo com o parafuso adotado;

n_f – número de furos existentes na mesma secção da chapa.

O valor do esforço de tração atuante, N_{Ed} , deve respeitar a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.28)$$

em que:

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço de tração atuante;

$N_{t,Rd}$ – valor de cálculo do esforço normal resistente à tração.

O valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta, $N_{pl,Rd}$, é obtido através de:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.29)$$

A – área da secção bruta da chapa;

f_y – valor nominal da tensão de cedência da classe de aço utilizada (consultar Quadro 3.3).

A resistência da chapa ao esmagamento diametral é dada pela seguinte expressão, que consta do Quadro 3.4 da NP EN1993-1-8:2010:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{M2}} \quad (3.30)$$

em que:

f_u – valor da tensão última à tração do aço utilizado;

d – diâmetro do parafuso;

t_p – espessura da chapa;

γ_{M2} – coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

De acordo com a nota do ponto (2) da secção 2.2 da NP EN 1993-1-8:2010, o coeficiente parcial de segurança, γ_{M2} , dever ser considerado igual a 1,25.

O coeficiente é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (3.31)$$

em que:

f_{ub} – valor da tensão de rotura à tração para parafusos.

O valor de α_d para parafusos de extremidade e para parafusos interiores é determinado através das seguintes expressões, respetivamente:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \times d_0} \quad (3.32)$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} \quad (3.33)$$

em que:

d_0 – diâmetro do furo praticado na chapa para o parafuso adotado;

e_1 – distância numa chapa de ligação entre o centro do furo do parafuso e a extremidade adjacente, medida na direção da transmissão do esforço (ver Figura 3.40);

p_1 – distância entre os eixos dos parafusos de uma fiada, medida na direção da transmissão do esforço (ver Figura 3.40).

Para parafusos de extremidade e interiores o valor de k_1 é dado, respetivamente, pelas expressões:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (3.34)$$

$$k_1 = \min \left\{ 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (3.35)$$

em que:

e_2 – distância numa chapa de ligação entre o centro do furo do parafuso e o bordo adjacente, medido na direção perpendicular à transmissão do esforço (ver Figura 3.40);

p_2 – distância, medida perpendicularmente à direção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes de parafuso (ver Figura 3.40).

Dever-se-á ainda averiguar a resistência da chapa face ao esforço de corte atuante na zona ilustrada na Figura 3.38. Esta verificação é apresentada no ponto (2) da secção 6.2.6 da NP EN 1993-1-1:2010.

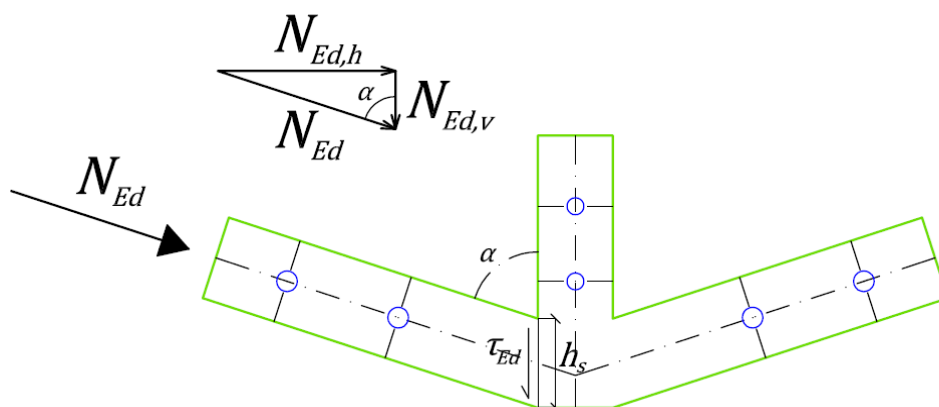


Figura 3.38 – Tensão de corte atuante, τ_{Ed} , na zona da chapa ilustrada.

Deverá então verificar-se a seguinte condição:

$$\frac{\sqrt{3} \times \gamma_{M0} \times \tau_{Ed}}{f_y} \leq 1,0 \quad (3.36)$$

em que:

τ_{Ed} – valor de cálculo da tensão de corte atuante.

O valor de τ_{Ed} é calculado através de:

$$\tau_{Ed} = \frac{N_{Ed,v}}{A_i} \quad (3.37)$$

em que:

$N_{Ed,v}$ – componente vertical do esforço de compressão N_{Ed} ;

A_i – área da secção da chapa relativa à zona em estudo.

O valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente, $V_{pl,Rd}$, é dado por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{\sqrt{3} \times A_i \times f_y}{3 \times \gamma_{M0}} \quad (3.38)$$

Para determinar o valor de $N_{Ed,v}$ relativo ao caso em análise recorre-se à expressão:

$$N_{Ed,v} = N_{Ed} \times \cos \alpha \quad (3.39)$$

em que:

N_{Ed} – esforço de compressão atuante;

α – ângulo formado entre a escora e o pendural (ver Figura 3.38).

O cálculo de A_i é dado por:

$$A_i = t_p \times h_s \quad (3.40)$$

em que:

h_s – altura da chapa na zona em estudo.

Para chapas que são aparafusadas nas superfícies dos elementos um aspeto relevante a ter em consideração é a resistência ao punçoamento da chapa, que é obtida através da expressão apresentada no Quadro 3.4 da NP EN 1993-1-8:2010:

$$B_{p,Rk} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u \quad (3.41)$$

em que:

d_m – menor diâmetro médio (entre círculos inscrito e circunscrito) da cabeça do parafuso;

t_p – espessura da chapa;

f_u – valor da tensão última à tração do aço utilizado.

Os valores de f_u podem ser consultados no Quadro 3.3.

3.7.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA NA ZONA FRAGILIZADA DA MADEIRA

Como resultado do rasgo e dos furos que são feitos na zona do elemento em madeira (neste caso em particular, a escora) que vai receber a chapa e os parafusos, respetivamente, é necessário avaliar se a secção de madeira que fica fragilizada está preparada para receber a força, F , que se pretende transmitir.

Dependendo do tipo de esforços a que o elemento de madeira está sujeito (tração ou compressão), deverão ser satisfeitas as condições apresentadas nas seguintes expressões:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (3.42)$$

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (3.43)$$

em que:

$\sigma_{t,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de tração atuante paralela ao fio;

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$f_{t,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio.

Os valores de $F_{t,d}$ e $F_{c,d}$ são determinados através de:

$$F_{t,d} = f_{t,0,d} \times A_{net,m} \quad (3.44)$$

$$F_{c,d} = f_{c,0,d} \times A_{net,m} \quad (3.45)$$

em que:

$F_{t,d}$ – valor de cálculo da força resistente de tração na área da secção da zona da madeira fragilizada;

$F_{c,d}$ – valor de cálculo da força resistente de compressão na área da secção da zona da madeira fragilizada;

$A_{net,m}$ – área da secção da zona da madeira fragilizada.

A área da secção de madeira fragilizada (ver Figura 3.37), $A_{net,m}$, é calculada segundo a expressão:

$$A_{net,m} = (b - t_r) \times (h - d_{f,m} \times n_f) \quad (3.46)$$

em que:

b – base da secção transversal da escora;

h – altura da secção transversal da escora;

t_r – espessura do rasgo;

$d_{f,m}$ – diâmetro do furo praticado na madeira de acordo com o parafuso adotado;

n_f – número de furos existentes na mesma secção da chapa.

A espessura do rasgo, t_r , é dada por:

$$t_r = t_p + f_r \quad (3.47)$$

em que:

t_p – espessura da chapa;

f_r – folga dada para a introdução da chapa na madeira.

A área da secção de madeira fragilizada, $A_{net,m}$, é então dada por:

$$\begin{aligned} A_{net,m} &= [b - (t_p + f_r)] \times (h - d_{f,m} \times n_f) = \\ &= (b - t_p - f_r) \times (h - d_{f,m} \times n_f) \end{aligned} \quad (3.48)$$

3.7.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DISPOSIÇÃO DOS FUROS DE PARAFUSOS

A resistência à tração de um parafuso, $N_{t,Rk}$, é dada pela expressão:

$$N_{t,Rk} = f_{yb} \times A_s \quad (3.49)$$

em que:

f_{yb} – valor nominal da tensão de cedência relativa à classe do parafuso;

A_s – área respeitante ao valor intermédio entre a área do diâmetro nominal do parafuso e a área correspondente ao fundo da rosca (ver Figura 3.39).

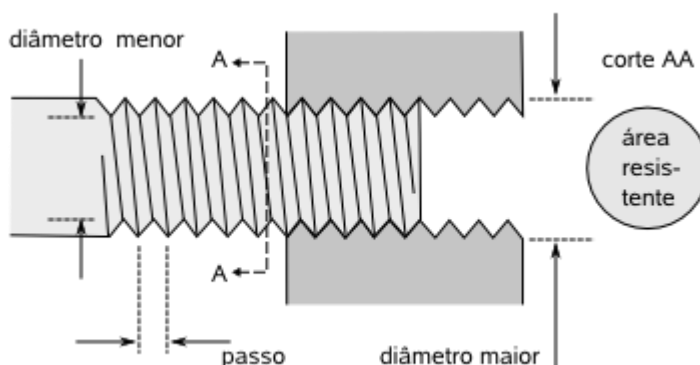


Figura 3.39 – Passo e diâmetros maior e menor de um parafuso. MSPC (2007).

O valor de f_{yb} pode ser consultado no Quadro 3.2.

A NP EN 1993-1-8:2010 recomenda, na sua secção 3.5, quais as distâncias máximas e mínimas a considerar entre eixos dos parafusos e rebites e também as relativas aos bordos e às extremidades das peças metálicas. O Quadro 3.5 é uma reprodução do Quadro 3.3 desta norma.

Quadro 3.5 – Distância mínima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos. NP EN 1993-1-8:2010.

Distâncias – ver Figura 3.40	Mínimo
Distância à extremidade e_1	$1,2d_0$
Distância ao bordo lateral e_2	$1,2d_0$
Distância e_3 para furos ovalizados	$1,5d_0$
Distância e_4 para furos ovalizados	$1,5d_0$
Distância entre eixos p_1	$2,2d_0$
Distância entre eixos $p_{1,0}$	-
Distância entre eixos $p_{1,i}$	-
Distância entre eixos p_2	$2,4d_0$

Importa dar nota do significado dos termos apresentados no Quadro 3.5 e na Figura 3.40:

- e_1 – distância, para qualquer das peças de ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e a extremidade adjacente, medida na direção da transmissão do esforço;
- e_2 – distância, para qualquer das peças de ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e o bordo adjacente, medida na direção da transmissão do esforço;
- e_3 – distância, para qualquer das peças de ligação, entre o eixo de um furo ovalizado e a extremidade adjacente ou o bordo adjacente;
- e_4 – distância, para qualquer das peças de ligação, entre o centro do círculo extremo de um furo ovalizado e a extremidade adjacente ou o bordo adjacente;
- p_1 – distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada, medida na direção da transmissão do esforço;
- $p_{1,0}$ – distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada exterior, medida na direção da transmissão do esforço;
- $p_{1,i}$ – distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada interior, medida na direção da transmissão do esforço;
- p_2 – distância, medida perpendicularmente à direção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes ou rebites.

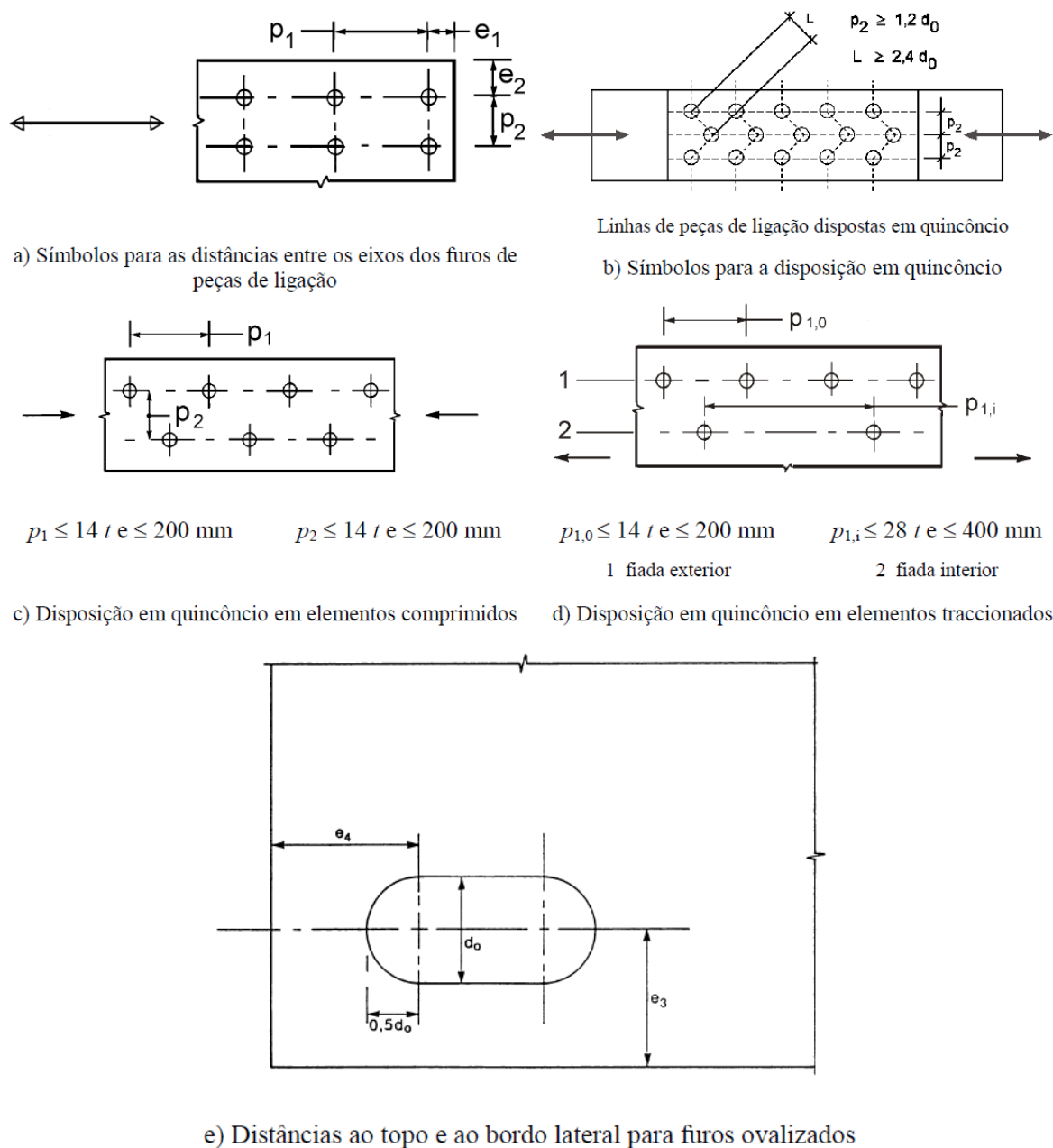


Figura 3.40 – Símbolos para as distâncias ao extremo e ao bordo lateral e para os espaçamentos das peças de ligação. NP EN 1993-1-8:2010.

As distâncias mínimas a adotar entre os eixos dos ligadores e destes às extremidades e bordos dos elementos em madeira devem também ser tidas em conta, sendo apresentadas no subcapítulo 4.9.3.

4

EUROCÓDIGO 5: PARTE 1-1

4.1 NOTA PRÉVIA

Os eurocódigos estruturais são um conjunto de Normas produzidas pelo CEN – Comité Europeu de Normalização que visam a padronização dos critérios de dimensionamento de estruturas e de outras obras de engenharia civil, uniformizando assim os níveis de segurança das construções realizadas na Europa – Eurocodes (2012).

A norma *Eurocode 5: Design of timber structures, Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*, EN1995-1-1:2004, estabelece os princípios e requisitos para a segurança, manutenção e durabilidade das estruturas de madeira.

A versão atual desta norma veio substituir a que tinha sido editada em 1993 (ENV 1995-1-1:1993). O Instituto Português da Qualidade editou, em Junho de 1998, uma versão portuguesa da ENV 1995-1-1:1993.

A existência de regulamentos que orientem o projeto de dimensionamento de estruturas é uma importante mais-valia mas o facto de, atualmente, não existir um documento em português da versão atual da EN 1995-1-1:2004 poderá funcionar como um fator inibidor para a construção de estruturas de madeira em Portugal.

Acrescenta-se que foi publicada, em 2008, uma emenda à versão atual desta norma – EN 1995-1-1:2004/A1.

De mencionar ainda a existência das normas EN 1995-1-2:2004 e EN 1995-2:2004, respetivamente sobre o projeto de estruturas de madeira para a situação de acidente por exposição ao incêndio (*Structural fire design*) e sobre o dimensionamento de pontes em madeira (*Brigdes*).

Porém, no projeto realizado não foi tida em consideração a vicissitude de exposição da estrutura ao incêndio, uma vez que no edifício em estudo apenas circularão pessoas ou animais e o piso do mesmo será revestido com areia.

4.2 ORGANIZAÇÃO

A EN 1995-1-1:2004 está agrupada em dez capítulos, a saber – Faria (2009):

1. Generalidades;
2. Bases para o projeto;
3. Propriedades dos materiais;
4. Durabilidade;

5. Bases para a análise estrutural;
6. Estados limites últimos (ELU);
7. Estados limites de utilização (SLS – *Serviceability Limit States*);
8. Ligações com ligadores metálicos;
9. Componentes e sistemas estruturais;
10. Disposições construtivas e controlo.

4.3 BASES PARA O PROJETO

A secção 2 da EN 1995-1-1:2004 define um conjunto de princípios que devem ser tidos em consideração para a verificação de segurança de estruturas de madeira, quer em estados limites últimos (ELU), quer em estados limites de utilização (SLS).

4.3.1 PRINCÍPIOS GERAIS

Os modelos de cálculo para os diferentes estados limites a considerar devem ter em consideração, em conformidade com cada caso, determinados aspetos, a saber: a) diferentes propriedades do material (resistência, rigidez), b) diferentes comportamentos dos materiais ao longo do tempo (duração da ação, fluência), c) diferentes condições ambientais (temperatura, variações de humidade) e d) diferentes situações de projeto (diferentes etapas de construção, mudança das condições de apoio).

4.3.1.1 Estados limites últimos

A secção 2.2.3 da EN 1995-1-1:2004 refere que quando se procede à análise de uma estrutura em relação aos ELU, os valores das propriedades de rigidez a adotar dependem do tipo de análise que é feita.

Assim, quando é utilizada uma análise linear elástica de primeira ordem à estrutura em que a distribuição dos esforços não é afetada pela distribuição de rigidez na estrutura (por exemplo, no caso de todos os elementos possuírem propriedades que apresentem o mesmo comportamento ao longo do tempo), devem ser usados valores médios das propriedades de rigidez. Se, por outro lado, é realizada uma análise linear elástica de primeira ordem sendo a distribuição dos esforços afetada pela distribuição de rigidez na estrutura (no caso, por exemplo, em que existam elementos que possuam propriedades que apresentem diferentes comportamentos ao longo do tempo), devem ser usados valores médios das propriedades mencionadas que sejam ajustadas à duração das ações.

Se é feita uma análise linear elástica de segunda ordem à estrutura, os valores de cálculo das propriedades de rigidez a utilizar não devem ser ajustadas à duração das ações.

A determinação dos valores médios finais das propriedades de rigidez ajustados à duração das ações e os valores de cálculo das propriedades de rigidez é demonstrada nos subcapítulos 4.3.4.2 e 4.3.5.1, respetivamente.

4.3.1.2 Estados limites de serviço (SLS)

A deformação de uma estrutura, provocada pelo efeito das ações que nela atuam, deve ser enquadrada dentro de limites apropriados, para que sejam salvaguardados o aspeto, a durabilidade e o funcionamento da estrutura, bem como o conforto das pessoas – NP EN 1990:2009.

A secção 2.2.3 da EN 1995-1-1:2004, nomeadamente nos seus pontos (2) e (3), explica quais os critérios de combinação a ter em conta no que ao cálculo das deformações diz respeito.

As deformações instantânea, u_{inst} , e final, u_{fin} , (ver Figura 4.6) devem ser calculadas de acordo com a combinação característica (expressão (5.7)) e a combinação quase permanente de ações (expressão (5.9)), respetivamente.

O ponto (2) da secção 2.2.3 desta norma acrescenta ainda que para o cálculo de u_{inst} devem ser usados os valores médios do módulo de elasticidade, E_{mean} , do módulo de distorção, G_{mean} , e do módulo de deslizamento, K_{ser} .

O cálculo da deformação final, u_{fin} , tem de levar em linha de conta o fenómeno da fluência do material – deformação no tempo sob tensão constante. No caso de elementos em madeira essa consideração é materializada através do coeficiente de deformação, k_{def} .

Quando a madeira se encontra em regime linear elástico a curva de deformação do material enquadra-se na lei de Hooke:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (4.1)$$

em que:

σ – tensão exercida no material;

E – módulo de elasticidade do material ou módulo de Young;

ε – extensão que o material sofre devido à atuação de uma determinada carga.

A extensão, ε , relaciona o aumento de comprimento da secção, Δl , de um determinado elemento, com o seu comprimento inicial, l_0 . A extensão, ε , é um parâmetro adimensional que está diretamente ligado à sua deformação.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4.2)$$

A extensão inicial, ε_i , é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma}{E} \quad (4.3)$$

Por sua vez, a extensão final, ε_f , atendendo às considerações tomadas relativamente ao valor final do módulo de elasticidade em relação aos SLS (ver o subcapítulo 4.3.4.1), é igual a:

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma}{\frac{E}{1+k_{def}}} \Leftrightarrow \varepsilon_f = \frac{\sigma}{E} \times (1+k_{def}) \Leftrightarrow \varepsilon_f = \varepsilon_i \times (1+k_{def}) \quad (4.4)$$

Uma vez que a extensão, ε , é um parâmetro que está relacionado com a deformação do material, pode-se concluir que:

$$u_{fin} = u_{inst} \times (1+k_{def}) \quad (4.5)$$

Apesar desta expressão para calcular com exatidão a deformação final, o ponto (5) da referida secção da norma indica uma forma aproximada de calcular este valor, u_{fin} , nos casos em que as estruturas sejam constituídas por elementos, componentes e ligações que apresentem idêntico comportamento em termos de fluência e se constata uma relação linear entre o efeito das ações e as respectivas deformações, através de:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (4.6)$$

Os termos $u_{fin,G}$, u_{fin,Q_1} e u_{fin,Q_i} são determinados de acordo com as seguintes expressões:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \times (1+k_{def}) \quad (4.7)$$

$$u_{fin,Q_1} = u_{inst,Q_1} \times (1+\psi_{2,1} \times k_{def}) \quad (4.8)$$

$$u_{fin,Q_i} = u_{inst,Q_i} \times (\psi_{o,i} + \psi_{2,i} \times k_{def}) \quad (4.9)$$

em que:

G – ação permanente;

Q_1 – ação variável de base da combinação 1;

Q_i – ação variável acompanhante i ;

$u_{inst,G}$, u_{inst,Q_1} e u_{inst,Q_i} – deformações instantâneas para as ações G , Q_1 e Q_i , respetivamente;

$\psi_{2,1}$ e $\psi_{2,i}$ – coeficientes para a determinação do valor quase permanente das ações variáveis;

$\psi_{o,i}$ – coeficientes para a determinação do valor de combinação das ações variáveis;

k_{def} – coeficiente para a avaliação da deformação por fluência que tem em consideração a classe de serviço em que a estrutura se enquadra.

Os valores de k_{def} para madeira e seus derivados podem ser consultados no subcapítulo 4.4.2.

Quando se empregam as expressões (4.7) a (4.9), os coeficientes ψ_2 devem ser omitidos das expressões (5.8) e (5.9) (combinação quase permanente de ações).

4.3.2 CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES

O cálculo das propriedades de resistência e rigidez dos elementos de madeira e seus derivados é influenciado pela duração das ações que atuam numa determinada estrutura. O Quadro 4.1 (retirado da secção 2.3.1.2 da EN 1995-1-1:2004) reproduz as classes de duração das ações a considerar e exemplos de ações que condizem com essas classes.

Quadro 4.1 – Classes de duração das ações e exemplos de ações pertencentes a essas classes.
EN 1995-1-1:2004.

Classe de duração das ações	Ordem da duração acumulada do valor da ação	Exemplos de ações
Permanente	Mais de 10 anos	Peso próprio
Longa duração	De 6 meses a 10 anos	Armazenamento
Média duração	De 1 semana a 6 meses	Sobrecarga, neve
Curta duração	Menos de uma semana	Vento, neve
Instantânea	-	Vento, ações acidentais

4.3.3 CLASSES DE SERVIÇO

As resistências dos elementos de madeira e seus derivados e o cálculo das deformações são influenciados pelas condições ambientais onde a estrutura está implementada.

A secção 2.3.1.3 da norma define as três classes de serviço em que a estrutura deverá ser enquadrada, a saber:

- Classe de serviço 1 – caracterizada por um teor de água nos elementos correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 65 % em apenas algumas semanas do ano;
- Classe de serviço 2 – caracterizada por um teor de água nos elementos correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 85 % em apenas algumas semanas do ano;
- Classe de serviço 3 – caracterizada por condições climatéricas que conduzem a teores de água nos elementos mais elevados do que os verificados na classe 2.

4.3.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E DOS PRODUTOS

A secção 2.3.2 da norma em apreço explica de que forma é materializada a influência da duração das ações e do teor de água nas propriedades de resistência dos elementos de madeira e seus derivados e nas deformações.

No que aos valores das propriedades de resistência diz respeito, é o coeficiente k_{mod} que condiciona esses mesmos valores. Este coeficiente de modificação será alvo de uma explicação mais detalhada no subcapítulo 4.4.1.

A influência da duração das ações e do teor de água nas deformações deve ser abordado separadamente para os SLS e para os ELU.

4.3.4.1 Estados limites de utilização

Em conformidade com o referido no ponto (1) secção 2.3.2.2 da EN 1995-1-1:2004, quando se pretende realizar a verificação de segurança para os SLS de uma estrutura cujos elementos ou componentes apresentem propriedades que variam no tempo, os valores médios finais do módulo de elasticidade, $E_{mean,fin}$, do módulo de distorção, $G_{mean,fin}$, e do módulo de deslizamento, K_{ser} , que são utilizados no cálculo da deformação final, devem ser determinados de acordo com as seguintes expressões, respetivamente:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (4.10)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (4.11)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (4.12)$$

em que:

E_{mean} – valor médio do módulo de elasticidade;

G_{mean} – valor médio do módulo de distorção;

K_{ser} – módulo de deslizamento;

k_{def} – coeficiente para a avaliação da deformação por fluência que tem em consideração a classe de serviço em que a estrutura se enquadra.

O módulo de deslizamento, K_{ser} , está relacionado com as ligações em madeira e pode ser obtido através da consulta do quadro apresentado na secção 7.1 da mesma norma.

Os valores de k_{def} são fornecidos no Quadro 4.4.

4.3.4.2 Estados limites últimos

De acordo com o ponto (2) da secção 2.3.2.2 da EN 1995-1-1:2004, se a verificação de segurança a ser realizada é relativamente aos ELU, em que a distribuição de esforços nos elementos da estrutura é afetada pela distribuição de rigidez desta, os valores médios finais do módulo de elasticidade,

$E_{mean,fin}$, do módulo de distorção, $G_{mean,fin}$, e do módulo de deslizamento, K_{ser} , que são utilizados no cálculo da deformação final, devem ser calculados, respetivamente, de acordo com as expressões:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \times k_{def})} \quad (4.13)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \times k_{def})} \quad (4.14)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 \times k_{def})} \quad (4.15)$$

em que:

E_{mean} – valor médio do módulo de elasticidade;

G_{mean} – valor médio do módulo de distorção;

K_{ser} – módulo de deslizamento;

ψ_2 – coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável;

k_{def} – coeficiente para a avaliação da deformação por fluência que tem em consideração a classe de serviço em que a estrutura se enquadra.

Os valores de ψ_2 podem ser obtidos através da consulta do Quadro A1.1 do Anexo A1 da NP EN 1990:2009.

4.3.5 VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS

Os dados exibidos nos subcapítulos seguintes (4.3.5.1 e 4.3.5.2) são retirados da secção 2.4 da EN 1995-1-1:2004.

4.3.5.1 Valor de cálculo das propriedades de um material

O valor de cálculo de uma propriedade de resistência de um material, X_d , pode ser calculado através de:

$$X_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.16)$$

em que:

X_k – valor característico da propriedade de resistência;

γ_M – coeficiente parcial de segurança do material;

k_{mod} – coeficiente de modificação que tem em consideração o efeito da duração das ações e do teor de água.

O Quadro 4.2 apresenta os valores recomendados para o coeficiente parcial de segurança do material, γ_M .

Quadro 4.2 – Valores recomendados para o coeficiente parcial de segurança do material, γ_M . EN 1995-1-1:2004.

Combinações fundamentais	γ_M
Madeira maciça	1,3
Madeira lamelada-colada	1,25
LVL, contraplacado, OSB	1,2
Aglomerados de partículas de madeira	1,3
Aglomerados de fibras de madeira duros	1,3
Aglomerados de fibras de madeira semiduros	1,3
MDF	1,3
Aglomerados de fibras de madeira brandos	1,3
Ligações	1,3
Ligadores em placas metálicas perfuradas	1,25
Combinações para situações de projeto acidentais	1,0

Os valores de k_{mod} são fornecidos no Quadro 4.3.

Os valores de cálculo do módulo de elasticidade, $E_{mean,d}$, e de distorção, $G_{mean,d}$, são obtidos recorrendo às expressões:

$$E_{mean,d} = \frac{E_{mean}}{\gamma_M} \quad (4.17)$$

$$G_{mean,d} = \frac{G_{mean}}{\gamma_M} \quad (4.18)$$

em que:

E_{mean} – valor médio do módulo de elasticidade;

G_{mean} – valor médio do módulo de distorção.

4.3.5.2 Valor de cálculo das resistências

O valor de cálculo da resistência (capacidade resistente), R_d , deve ser determinado através da expressão:

$$R_d = k_{mod} \times \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.19)$$

em que:

R_k – valor característico da capacidade resistente;

γ_M – coeficiente parcial de segurança do material;

k_{mod} – coeficiente de modificação que tem em consideração o efeito da duração das ações e do teor de água.

4.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As propriedades de resistência e rigidez das madeiras e seus derivados são afetadas por fenómenos e particularidades associados a este material. O capítulo 3 da EN 1995-1-1:2004 aborda um conjunto de fatores que devem ser tidos em conta na determinação dos valores de cálculo das propriedades referidas.

4.4.1 COEFICIENTE DE MODIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS ATENDENDO ÀS CLASSES DE SERVIÇO E À DURAÇÃO DAS AÇÕES

Dois dos aspetos que influenciam as propriedades das resistências das madeiras são as condições ambientais a que a estrutura está sujeita e o tipo de ações que sobre ela atuam.

Os valores de k_{mod} , coeficiente que leva em linha de conta a classe de serviço em que a estrutura se enquadra e a classe de duração das ações, podem ser consultados no Quadro 4.3.

No que diz respeito à classe de duração das ações, o ponto (2) da secção 3.1.3 da EN 1995-1-1:2004 explica que quando são combinadas ações com diferentes classes de duração o valor de k_{mod} deve ser escolhido de acordo com a ação de mais curta duração.

Quadro 4.3 – Valores de k_{mod} . EN 1995-1-1:2004.

Material	Norma	Classe de Serviço	Classe de duração das ações				
			Ação Permanente	Ação de longa duração	Ação de média duração	Ação de curta duração	Ação instantânea
Madeira maciça	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madeira lamelada-colada	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Contraplacado	EN 636						
	Tipo EN 636-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Tipo EN 636-2	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Tipo EN 636-3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Aglomerados de partículas de madeira	EN 312						
	Tipo P4, Tipo P5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Tipo P5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Tipo P6, Tipo P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
Aglomerados de fibras de madeira duros	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA1 ou 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA1 ou 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Aglomerados de fibras de madeira semiduros	EN 622-3						
	MBH.LA1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 ou 2	2	-	-	-	0,45	0,80
MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

De acordo com o ponto (2) da secção 2.3.2.1 da norma, quando uma ligação é constituída por dois tipos de madeira que apresentem propriedades com diferentes comportamentos ao longo do tempo, a determinação do valor de cálculo da capacidade resistente deve ser realizada com o valor de k_{mod} apresentado na expressão:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \times k_{mod,2}} \quad (4.20)$$

em que:

$k_{mod,1}$ e $k_{mod,2}$ – coeficientes de modificação para os dois elementos em madeira.

4.4.2 COEFICIENTE DE MODIFICAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO DE DEFORMAÇÕES ATENDENDO ÀS CLASSES DE SERVIÇO

O coeficiente para a avaliação da deformação por fluência, k_{def} , depende da classe de serviço em que a estrutura se enquadra. Os seus valores podem ser consultados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores de k_{def} . EN 1995-1-1:2004.

Material	Norma	Classe de serviço		
		1	2	3
Madeira maciça	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Madeira lamelada-colada	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN14279	0,60	0,80	2,00
Contraplacado	EN 636			
	Tipo EN 636-1	0,80	-	-
	Tipo EN 636-2	0,80	1,00	-
	Tipo EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
Aglomerados de partículas de madeira	EN 312			
	Tipo P4	2,25	-	-
	Tipo P5	2,25	3,00	-
	Tipo P6	1,50	-	-
	Tipo P7	1,50	2,25	-
Aglomerados de fibras de madeira duros	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	-	-
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Aglomerados de fibras de madeira semiduros	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-

O ponto (3) da secção 2.3.2.2 da mesma norma refere que quando uma ligação é constituída por elementos de madeira cujas propriedades apresentem o mesmo comportamento ao longo do tempo, o valor de k_{def} deve ser o dobro. Por outro lado, atendendo ao ponto (4) da secção, quando uma ligação é composta por dois elementos em madeira cujas propriedades apresentem diferentes comportamentos

ao longo do tempo, o valor do cálculo das deformações finais deve ser feito com o seguinte coeficiente de deformação, k_{def} :

$$k_{def} = \sqrt{k_{def,1} \times k_{def,2}} \quad (4.21)$$

em que:

$k_{def,1}$ e $k_{def,2}$ – coeficientes de deformação para os dois elementos em madeira.

4.4.3 EFEITO DO TAMANHO DO ELEMENTO NAS RESISTÊNCIAS

A EN 1995-1-1:2004 recomenda, nas suas secções 3.2 a 3.4, que os valores de cálculo da resistência à flexão e à tração das madeiras maciça, lamelada colada e LVL sejam revistos nos elementos que são compostos por secções retangulares de pequenas dimensões. Esta alteração no valor das resistências é materializada através da aplicação do coeficiente de altura, k_h .

4.4.3.1 Madeira maciça

Para elementos em madeira maciça com uma massa volúmica, ρ_k , inferior ou igual a 700 kg.m⁻³, o valor de referência a ter em conta para a altura e largura da sua secção é de 150 mm.

Se o elemento se encontrar sujeito a flexão deve ser comparada a altura da sua secção com o valor de referência e proceder-se à aplicação do coeficiente k_h ao valor característico da resistência à flexão, $f_{m,k}$. Por outro lado, no caso em que o elemento está sujeito a esforços de tração é a largura da secção que deve ser cotejada e é, por sua vez, aplicado o coeficiente k_h ao valor característico da resistência à tração, $f_{t,0,k}$.

O coeficiente k_h é dado pela expressão:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^2 ; 1,3 \right\} \quad (4.22)$$

em que:

h – valor da altura ou da largura da secção, em milímetros, consoante o elemento esteja sujeito a flexão ou a tração, respetivamente.

4.4.3.2 Madeira lamelada colada

Para os elementos em madeira lamelada colada as apreciações feitas para os elementos em madeira maciça no que diz respeito à aplicação do coeficiente k_h aos valores característicos das resistências à flexão, $f_{m,g,k}$, e tração, $f_{t,0,g,k}$, são válidas, mas o valor de referência a ter em conta é de 600 mm e não é necessária ter em consideração o valor da massa volúmica, ρ_k . Assim, o valor do coeficiente k_h é dado por:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\} \quad (4.23)$$

em que:

h – valor da altura ou da largura da secção, em milímetros, consoante o elemento esteja sujeito a flexão ou a tração, respetivamente.

4.5 OUTRAS CONSIDERAÇÕES

De acordo com a secção 6.6 da EN 1995-1-1:2004 quando se considera continuidade estrutural na transmissão de esforços a capacidade resistente de um elemento pode ser incrementada. Este incremento é materializado pela aplicação do coeficiente k_{sys} ; os valores para o coeficiente k_{sys} são superiores a uma unidade.

4.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

O capítulo 5 da EN 1995-1-1:2004 elenca um conjunto de princípios que devem ser tidos em consideração na análise estrutural de uma estrutura.

Os modelos de cálculo associados à análise estrutural devem assegurar determinados pressupostos.

No modelo de cálculo utilizado para a análise estrutural da cobertura em estudo (estrutura reticulada) foram contemplados vários aspetos, a saber:

- os eixos que atravessam os diferentes elementos são coincidentes com os centros de gravidade dos mesmos;
- foram utilizadas as propriedades de rigidez adequadas;
- as ligações foram assumidas como sendo perfeitamente rígidas;
- a capacidade resistente das ligações foi verificada atendendo aos esforços existentes nos elementos que resultaram da análise global da estrutura;
- o dimensionamento das ligações teve em consideração o comportamento dos diferentes elementos que constituem as mesmas.

4.7 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

O presente subcapítulo apresenta os critérios a ter em consideração nas verificações de segurança em relação aos ELU, consoante o tipo de esforços a que o elemento em estudo estiver sujeito. Este conjunto de verificações encontra-se enunciado nas secções 6.1 a 6.3 da EN 1995-1-1:2004.

4.7.1 DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES SUJEITAS A TENSÕES NUMA DIREÇÃO PRINCIPAL

As verificações de segurança que se apresentam nos subcapítulos 4.7.1.2 a 4.7.1.8 correspondem às secções 6.1.2 a 6.1.8 da mesma norma e aplicam-se a elementos contínuos com secção constante de madeiras maciça e lamelada colada e seus derivados, cuja direção do fio é essencialmente paralela ao comprimento desse elemento.

Assume-se que o elemento está sujeito a tensões apenas na direção de um dos seus eixos principais.

4.7.1.1 Sistema de coordenadas

A Figura 4.1 representa o sistema de coordenadas adotado pela EN 1995-1-1:2004 para um determinado elemento em madeira ou seu derivado.

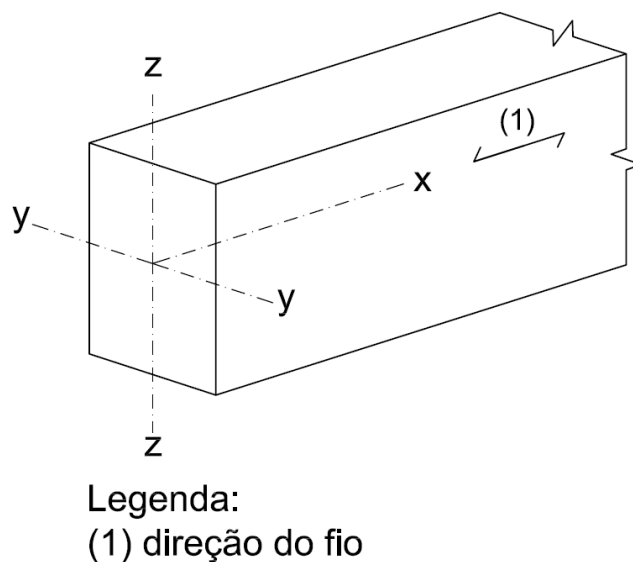


Figura 4.1 – Sistema de coordenadas adotado. EN 1995-1-1:2004.

4.7.1.2 Tração paralela ao fio

A condição a verificar-se para que seja garantida a segurança de um elemento sujeito a esforços de tração paralelos ao fio é dada por:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (4.24)$$

em que:

$\sigma_{t,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de tração atuante paralela ao fio;

$f_{t,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio.

4.7.1.3 Tração perpendicular ao fio

A norma não estabelece nenhuma condição para situações em que se verifique este tipo de esforços. Sugere apenas que deve ser tido em conta o efeito do tamanho da secção dos elementos.

4.7.1.4 Compressão paralela ao fio

Para um elemento solicitado a esforços de compressão paralelos à direção do fio deve ser garantida a seguinte condição:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (4.25)$$

em que:

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio.

Os elementos de secção esbelta sujeitos a estes esforços devem ser alvo das verificações de segurança relativas à encurvadura.

4.7.1.5 Compressão perpendicular ao fio

A condição a verificar-se para elementos sujeitos a esforços de compressão perpendiculares ao fio é dada por:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} \quad (4.26)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (4.27)$$

em que:

$\sigma_{c,90,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante perpendicular ao fio na área efetiva de contacto;

$F_{c,90,d}$ – valor de cálculo da força de compressão atuante perpendicular ao fio;

A_{ef} – área efetiva de contacto em compressão perpendicular ao fio;

$f_{c,90,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio;

$k_{c,90}$ – coeficiente que tem em consideração o tipo de carga, a possibilidade de formação de fendas e o nível da deformação provocada pela compressão.

A área efetiva de contacto, A_{ef} , deve ser determinada atendendo ao comprimento de contacto efetivo paralelo ao fio em que o comprimento de contacto real, l , em cada lado é aumentado em 30 mm, não sendo superior a a , l ou $l_1/2$ (ver Figura 4.2)

O valor de $k_{c,90}$ deve ser considerado igual a 1,0 exceto em duas situações, a saber: a) no caso em que o elemento tenha um apoio contínuo e $l_1 \geq 2h$, $k_{c,90}$ assume os valores de 1,25 e 1,5 para a madeira maciça e madeira lamelada colada de espécies resinosas (*softwood*), respetivamente; e b) no caso de elementos sobre apoios discretos e $l_1 \geq 2h$, onde $k_{c,90}$ toma os valores de 1,5 para a madeira maciça e 1,75 para madeiras lameladas coladas de espécies resinosas (com $l \leq 400$ mm). A Figura 4.2 ajuda a perceber o significado de l_1 , h e l .

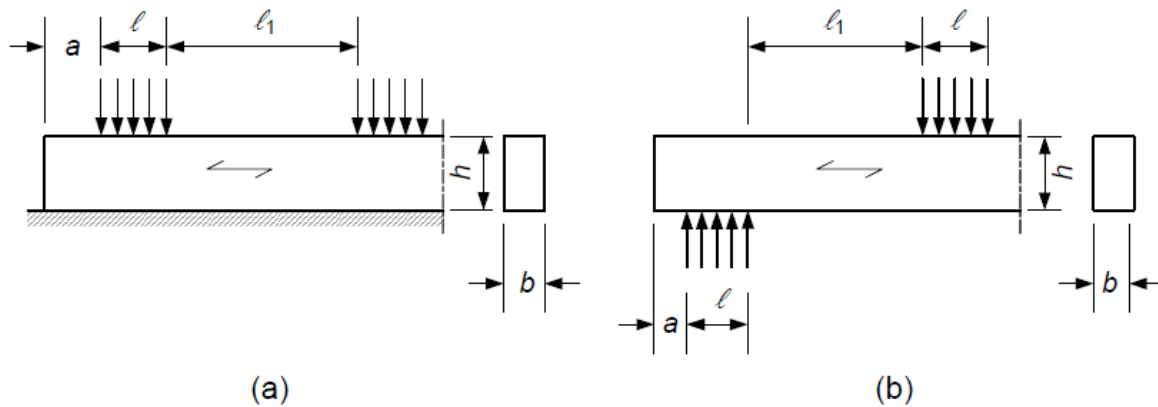


Figura 4.2 – Elemento sobre diferentes condições de apoio: a) apoio contínuo; b) apoio direto. EN 1995-1-1:2004.

4.7.1.6 Flexão simples

Devem ser garantidas as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.28)$$

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.29)$$

em que:

$\sigma_{m,y,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_y ;

$\sigma_{m,z,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_z ;

$f_{m,y,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{yy} ;

$f_{m,z,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{zz} .

k_m – coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da secção do elemento.

Para a madeira maciça, madeira lamelada colada e LVL, o coeficiente k_m deve ser considerado igual a 0,7 e 1,0 para secções retangulares e secções que apresentem outro tipo de geometria, respetivamente. Para outros produtos derivados da madeira o coeficiente k_m deverá tomar o valor de 1,0.

4.7.1.7 Corte

Os elementos sujeitos a corte com uma das componentes de tensão paralela ao fio e os elementos sujeitos a corte com ambas as componentes de tensão perpendiculares ao fio (ver Figura 4.3) devem ser alvo da seguinte verificação de segurança:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4.30)$$

em que:

τ_d – tensão tangencial atuante;

$f_{v,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte.

Na expressão anterior, para elementos que estejam sujeitos a flexão deve ainda ser tida em conta a influência da existência de fendas. Esta influência é materializada através da aplicação do coeficiente k_{cr} à largura da secção do elemento em estudo:

$$b_{ef} = k_{cr} \times b \quad (4.31)$$

em que:

k_{cr} – coeficiente que tem em consideração a existência de fendas num determinado elemento;

b – largura do elemento.

Para madeira maciça e madeira lamelada colada k_{cr} deverá ser igual a 0,67, enquanto que para outros produtos derivados de madeira, em conformidade com as normas NP EN 13986:2010 e a EN 14374:2004, k_{cr} assume o valor de 1,0.

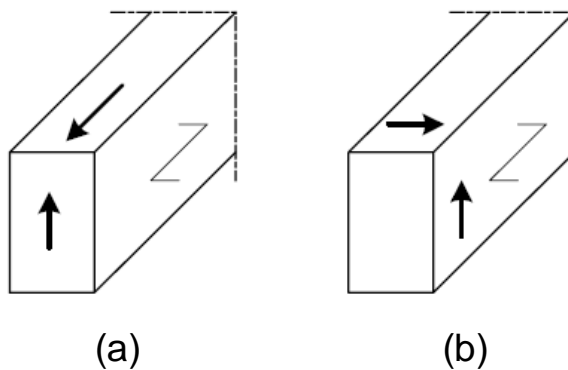


Figura 4.3 – Componentes da tensão de corte num elemento: a) uma das componentes paralela ao fio; b) ambas as componentes perpendiculares ao fio. EN 1995-1-1:2004.

A EN 1995-1-1:2004 considera ainda que no caso em que estejam a atuar forças concentradas transversais, F , junto aos apoios de vigas, a uma distância h ou h_{ef} a partir da extremidade do apoio (ver Figura 4.4) a contribuição dessas forças pode ser desprezada para efeito de contabilização de esforço transversal. No caso de uma viga conter um entalhe no apoio, a redução do esforço transversal mencionada apenas se aplica quando o entalhe está localizado no lado oposto ao do apoio.

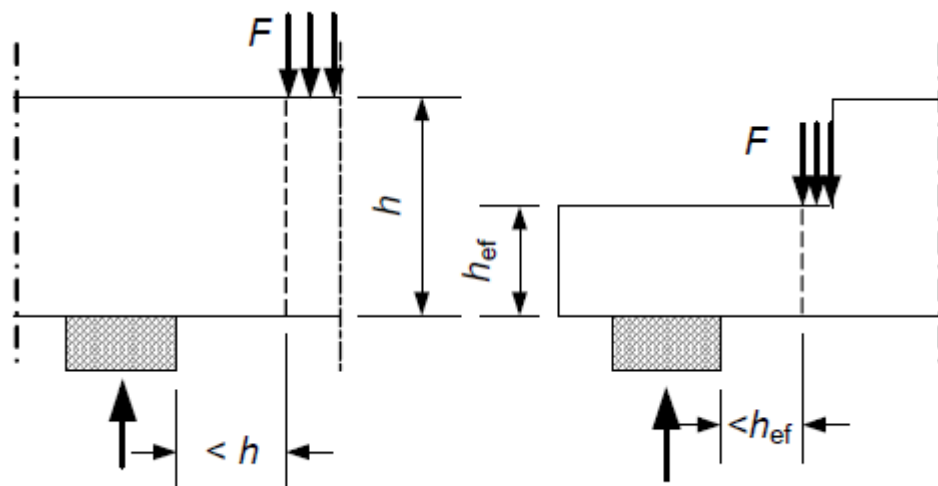


Figura 4.4 – Condições existentes nos apoios para que a contribuição da força concentrada F seja desprezada no que diz respeito a efeitos de contabilização de esforço transverso. EN 1995-1-1:2004.

4.7.1.8 Torção

No caso de elementos submetidos a esforços de torção deve ser verificada a seguinte condição:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \times f_{v,d} \quad (4.32)$$

em que:

$\tau_{tor,d}$ – valor de cálculo da tensão de torção atuante;

$f_{v,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte;

k_{shape} – coeficiente que depende da forma da secção do elemento.

O coeficiente k_{shape} para elementos com secção circular é igual a 1,2, enquanto que para elementos de secção retangular é dado por:

$$k_{shape} = \min \left\{ 1 + 0,15 \times \frac{h}{b}; 2,0 \right\} \quad (4.33)$$

em que:

h – maior dimensão da secção transversal do elemento;

b – menor dimensão da secção transversal do elemento.

4.7.2 DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES SUJEITAS A TENSÕES COMBINADAS

Os critérios para a verificação de segurança que se expõem nos subcapítulos 4.7.2.1 a 4.7.2.3 (secções 6.2.2 a 6.2.4 da EN 1995-1-1:2004) aplicam-se a elementos contínuos com secção constante de madeiras maciça, madeira lamelada colada e outros derivados da madeira, cuja direção do fio é, essencialmente, paralela ao comprimento desse elemento.

Assume-se que o elemento está sujeito a tensões resultantes da combinação de vários esforços em simultâneo ou de tensões atuantes em dois ou três dos eixos principais dos elementos.

4.7.2.1 Compressão a um ângulo com o fio

Quando um determinado elemento está sujeito a esforços de compressão que incidem num ângulo em relação à direção do fio (ver Figura 4.5), α , deve ser realizada a seguinte verificação:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \times f_{c,90,d}} \times \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.34)$$

em que:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ – valor da tensão de compressão atuante a um ângulo força-fio, α ;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio;

$f_{c,90,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio;

α – ângulo força-fio;

$k_{c,90}$ – coeficiente que tem em consideração o tipo de carga, a possibilidade de formação de fendas e o nível da deformação provocada pela compressão.

Os valores do coeficiente $k_{c,90}$ podem ser consultados no subcapítulo 4.7.1.5.

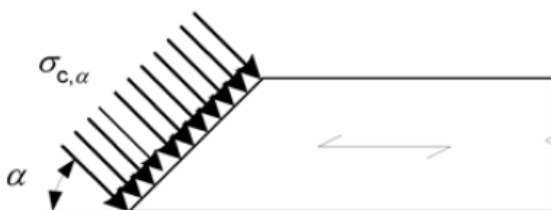


Figura 4.5 – Tensões de compressão que resultam de esforços que incidem num ângulo em relação à direção do fio do elemento, α . EN 1995-1-1:2004.

4.7.2.2 Flexão composta com tração

Nos elementos que estão submetidos à flexão e a esforço axial de tração devem ser, simultaneamente, impostas as condições:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.35)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.36)$$

em que:

$\sigma_{t,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de tração atuante paralela ao fio;

$\sigma_{m,y,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_y ;

$\sigma_{m,z,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_z ;

$f_{t,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio;

$f_{m,y,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{yy} ;

$f_{m,z,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{zz} ;

k_m – coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da secção do elemento.

Os valores de k_m podem ser conferidos no subcapítulo 4.7.1.6.

4.7.2.3 Flexão composta com compressão

Quando os elementos sofrem a ação combinada de esforços de compressão e flexão devem ser adotados os critérios:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.37)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.38)$$

em que:

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$\sigma_{m,y,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_y ;

$\sigma_{m,z,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_z ;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio;

$f_{m,y,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{yy} ;

$f_{m,z,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{zz} ;

k_m – coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da secção do elemento.

4.7.3 ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS

A ação conjunta ou isolada de determinados esforços pode proporcionar a ocorrência de fenómenos que conduzem à instabilidade das estruturas.

Nos casos em que os elementos estejam submetidos a esforços de compressão ou à ação conjunta de esforços de compressão e flexão, deve ser avaliado o risco de encurvadura.

Por outro lado, nos elementos que estejam sujeitos à flexão ou à ação conjunta de esforços de compressão e flexão, poderá existir o risco de bambeamento.

As verificações de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura que se apresentam no subcapítulo 4.7.3.1 são retiradas da secção 6.3.2 da EN 1995-1-1:2004, enquanto que as relativas ao risco da ocorrência de bambeamento, reportadas no subcapítulo 4.7.3.2, constam da secção 6.3.3 da mesma norma.

4.7.3.1 Encurvadura

A avaliação do risco de encurvadura faz-se através das seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.39)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.40)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (4.41)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (4.42)$$

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.43)$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (4.44)$$

em que:

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$\sigma_{m,y,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_y ;

$\sigma_{m,z,d}$ – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_z ;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio;

$f_{m,y,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{yy} ;

$f_{m,z,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo \overline{zz} ;

k_m – coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da secção do elemento.

Nas expressões anteriores β_c é um coeficiente que assume o valor de 0,2 ou 0,1, consoante o material utilizado seja a madeira maciça, ou as madeiras lamelada colada e LVL, respetivamente.

Os coeficientes de esbelteza relativos, $\lambda_{rel,y}$ e $\lambda_{rel,z}$, são determinados de acordo com as expressões:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.45)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.46)$$

em que:

λ_y e $\lambda_{rel,y}$ – coeficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo \overline{yy} (deformação ao longo da direção y);

λ_z e $\lambda_{rel,z}$ – coeficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo \overline{zz} (deformação ao longo da direção z);

$E_{0,05}$ – valor característico inferior do módulo de elasticidade correspondente ao quantil 5 %.

De acordo com os pontos (2) e (3) da secção 6.3.2 da EN 1995-1-1:2004 só se deverá analisar o risco de encurvadura através das expressões (4.39) e (4.40), nos casos em que pelo menos um dos coeficientes de esbelteza, $\lambda_{rel,y}$ ou $\lambda_{rel,z}$, seja superior a 0,3. Se se verificar, simultaneamente, que $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ e $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ devem ser garantidas as condições enunciadas nas expressões (4.37) e (4.38).

4.7.3.2 Bambeamento

Se o elemento em análise está apenas sujeito a um momento fletor, M_y , a verificação de segurança em relação ao risco de bambeamento é feita através da expressão:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \times f_{m,d} \quad (4.47)$$

em que:

$\sigma_{m,d}$ – valor de cálculo da tensão de flexão;

$f_{m,d}$ – valor de cálculo da resistência à flexão;

k_{crit} – coeficiente que tem em consideração a redução da resistência à flexão devido ao bambeamento.

O valor da tensão crítica de flexão, $\sigma_{m,crit}$, é calculada através da expressão:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \times \sqrt{E_{0,05} \times I_z \times G_{0,05} \times I_{tor}}}{l_{ef} \times W_y} \quad (4.48)$$

em que:

$M_{y,crit}$ – valor do momento fletor crítico;

$E_{0,05}$ – valor característico inferior do módulo de elasticidade correspondente ao quantil 5 %;

$G_{0,05}$ – valor característico inferior do módulo de distorção correspondente ao quantil 5 %;

I_z – momento de inércia da área da secção do elemento em relação ao eixo fraco \overline{zz} ;

I_{tor} – momento de inércia à torção da secção do elemento;

l_{ef} – comprimento efetivo de bambeamento, que depende das condições de apoio e do tipo de carregamento, de acordo com o Quadro 4.5;

W_y – módulo de flexão em relação ao eixo \overline{yy} .

Para elementos de madeira com secções transversais retangulares, a tensão crítica de flexão, $\sigma_{m,crit}$, pode ser determinada de acordo com a expressão:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \times b^2}{h \times l_{ef}} \times E_{0,05} \quad (4.49)$$

em que:

b – largura da secção do elemento;

h – altura da secção do elemento.

O Quadro 4.5 apresenta a relação entre o comprimento efetivo de bambeamento, l_{ef} , e o vão do elemento, l , de acordo com a EN 1995-1-1:2004.

Quadro 4.5 – Rácio entre o comprimento efetivo de bambeamento, l_{ef} , e o comprimento do vão, l .
EN 1995-1-1:2004.

Condições de apoio da viga	Tipo de carregamento	$r_b = \frac{l_{ef}}{l}$
Simplesmente apoiada	Momento constante	1,0
	Carga uniformemente distribuída	0,9
	Força concentrada a meio vão	0,8
Consola	Carga uniformemente distribuída	0,5
	Força concentrada na extremidade	0,8

Nota: o rácio entre l_{ef} e l é válido para uma viga com movimentos de torção restringidos nos apoios e com a carga aplicada no centro de gravidade da mesma. O valor de l_{ef} deve ser aumentado de $2h$ nos casos em que a carga for aplicada na face superior da viga, e reduzido de $0,5h$ se a carga for suspensa da face inferior.

O comprimento efetivo de bambeamento é então calculado através da expressão:

$$l_{ef} = l \times r_b \quad (4.50)$$

em que:

l – comprimento do vão;

r_b – rácio entre l_{ef} e l .

O valor do coeficiente de esbelteza relativo, $\lambda_{rel,m}$, é dado por:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (4.51)$$

em que:

$f_{m,k}$ – valor característico da resistência à flexão;

$\sigma_{m,crit}$ – valor da tensão crítica de flexão, calculada através da teoria clássica da estabilidade, usando as propriedades de rigidez correspondentes ao quantil 5 %.

O valor do coeficiente k_{crit} é determinado de acordo com os seguintes intervalos:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1,0, & \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \times \lambda_{rel,m}, & 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2}, & 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (4.52)$$

De acordo com o ponto (5) da secção 6.3.3 da norma, o coeficiente k_{crit} pode ser considerado 1,0 no caso de uma viga na qual o deslocamento lateral da extremidade comprimida é evitado ao longo do vão e na qual a rotação por torção é evitada nos apoios.

Nos casos em que se verifica a ação conjunta de um momento fletor, M_y , e um esforço de compressão deverá ser garantida a seguinte condição:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \times f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (4.53)$$

em que:

$\sigma_{m,d}$ – valor de cálculo da tensão de flexão;

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio;

$k_{c,z}$ – coeficiente dado pela expressão (4.42).

4.8 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

O capítulo 7 da EN 1995-1-1:2004 apresenta um conjunto de ditames a considerar nas verificações de segurança nos SLS, nomeadamente no que diz respeito ao escorregamento de ligações, às deformações e a vibrações.

4.8.1 VALORES LIMITE PARA DEFORMAÇÕES

A Figura 4.6 (retirada da secção 7.2 da norma) ilustra as diversas componentes da deformação que resultam de uma determinada combinação de ações.

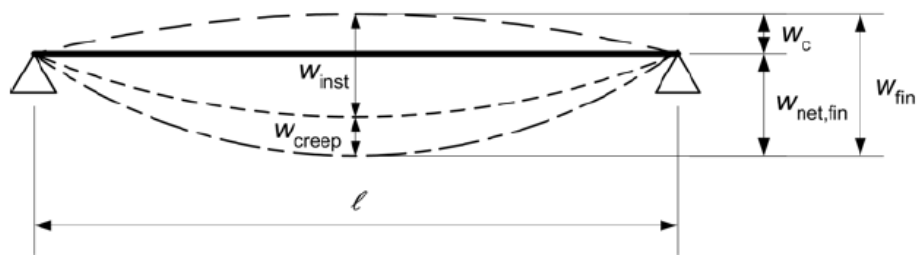


Figura 4.6 – Componentes da deformação. EN 1995-1-1:2004.

Os termos que se apresentam na Figura 4.6 têm os seguintes significados:

w_c – contraflecha (caso seja aplicada);

w_{inst} – deformação instantânea;

w_{creep} – deformação por fluência;

w_{fin} – deformação final;

$w_{net,fin}$ – deformação final, depois de deduzida a eventual contraflecha aplicada.

O valor de $w_{net,fin}$ é dado por:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (4.54)$$

O Quadro 4.6 apresenta os valores limite definidos naquela norma para a deformação de vigas com um determinado vão, l .

Quadro 4.6 – Exemplos de valores limites para a deformação de vigas. EN 1995-1-1:2004.

Condições de apoio da viga	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Simplesmente apoiada	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/175$ a $l/150$

No entanto, Faria (2009) aponta que o documento nacional de aplicação sugere outro tipo de critérios; critérios esses apresentados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Exemplos de valores limites para a deformação total, $w_{net,fin}$. Faria (2009).

Condições	Simplesmente apoiada	Consola
Coberturas em geral	$l/200$	$l/100$
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	$l/250$	$l/125$
Pavimentos em geral	$l/250$	$l/125$
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis, ou divisórias não flexíveis	$l/250$	$l/125$
Quando $w_{net,fin}$ possa afetar o aspeto do edifício	$l/250$	$l/125$

Analisando os Quadros 4.6 e 4.7, percebe-se que os critérios definidos na norma relativamente aos valores limite para a deformação de vigas em condições de apoio simplesmente apoiadas, quando comparados com os valores limite definidos no referido documento nacional de aplicação – Faria (2009) – para elementos na condição coberturas em geral, são mais conservativos e, como tal, levarão a soluções do ponto de vista estrutural mais seguras.

4.8.2 OUTRAS CONSIDERAÇÕES

Na elaboração do projeto da estrutura da cobertura não foram tidos em conta o deslizamento das ligações e os efeitos dinâmicos (vibrações).

4.9 LIGAÇÕES COM ELEMENTOS METÁLICOS

O capítulo 8 da EN 1995-1-1:2004 é dedicado à explanação dos aspetos e critérios a serem tidos em conta no dimensionamento de ligações entre elementos de madeira e seus derivados, quando utilizados ligadores metálicos.

Na elaboração deste documento abordar-se-ão os aspetos regulamentares a considerar no que diz respeito às ligações em corte duplo madeira-madeira e madeira-aço, com o recurso a parafusos de porca e placas denteadas. Esta opção é tomada atendendo às ligações que serão realizadas no âmbito do projeto da estrutura da cobertura do edifício, apresentado no capítulo 5. Não obstante o que foi dito, existem referências pontuais a aspetos relacionados com outro tipo de ligadores metálicos.

Antes de aprofundar os aspetos relacionados com os tipos de ligadores supracitados é importante esclarecer que, de acordo com o ponto (4) da secção 8.1.2 da norma, a resistência de uma fiada de ligadores alinhados na direção do fio, $F_{v,ef,Rk}$, é obtida através da expressão:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \times F_{v,Rk} \quad (4.55)$$

em que:

n_{ef} – número de ligadores alinhados na direção do fio;

$F_{v,Rk}$ – valor característico da resistência de cada ligador na direção paralela ao fio.

4.9.1 LIGAÇÕES MADEIRA-MADEIRA EM CORTE DUPLO

A resistência dos ligadores em ligações madeira-madeira sujeitos a corte duplo é dada pelas expressões que se encontram na secção 8.2.2 da EN 1995-1-1:2004.

As expressões seguintes estão relacionadas com os modos de rotura que são associados a este tipo de ligação (ver subcapítulo 3.6.1.1). A resistência do ligador será dada pelo menor dos valores que resultam da aplicação dessas expressões.

$$F_{v,Rk,M1,1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (4.56)$$

$$F_{v,Rk,M1,2} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (4.57)$$

$$F_{v,Rk,M2} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.58)$$

$$F_{v,Rk,M3} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.59)$$

com:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (4.60)$$

em que:

$F_{v,Rk,Mi}$ – valor característico da resistência do ligador por plano de corte, de acordo com o modo de rotura a que está associado;

$f_{h,1,k}$, $f_{h,2,k}$ – valor característico da resistência ao esmagamento localizado para as madeiras dos elementos 1 e 2, respetivamente;

t_1 , t_2 – espessura dos elementos de madeira a ligar;

d – diâmetro do ligador;

$M_{y,Rk}$ – valor característico do momento plástico do ligador;

$F_{ax,Rk}$ – valor característico da componente longitudinal da resistência ao arranque (ou tração) do ligador;

β – rácio entre os valores $f_{h,2,k}$ e $f_{h,1,k}$.

Nos casos em que os materiais utilizados nos elementos a ligar são iguais, o rácio β assume o valor de 1,0.

As expressões (4.56) e (4.57) estão associadas ao modo de rotura 1, enquanto que as expressões (4.58) e (4.59) são respeitantes aos modos de rotura 2 e 3, respetivamente.

A primeira parcela destas expressões está diretamente relacionada com a Teoria de Johansen, enquanto que a segunda ($F_{ax,Rk}/4$) diz respeito à componente longitudinal da resistência ao arranque do ligador que é mobilizada devido à sua rotação; este aspeto promove o aumento da resistência da ligação e é designado por efeito de cabo (*rope effect*) – Faria (2009). A segunda parcela das expressões que foram apresentadas será abordada no subcapítulo 4.9.4 só para o caso dos parafusos de porca, uma vez que é a este tipo de ligadores, onde se verifica o efeito de cabo, que recorre o projeto sobre que versa o presente trabalho.

O efeito de cabo dá-se quando os elementos de madeira estão sujeitos a esforços axiais, os ligadores que estabelecem a sua ligação fletem, constatando-se um aumento do comprimento projetado dos ligadores na madeira (ver Figura 4.7). Numa ligação com parafusos de porca em corte duplo, por exemplo, esta situação vai ser compensada ou através de uma maior compressão dos elementos exteriores de madeira sobre o elemento central, ou através da compressão das cabeças dos ligadores ou das anilhas sobre os elementos exteriores de madeira, ou ainda através do arrancamento da cabeça do ligador (situação em que é necessário um aumento muito significativo do esforço axial secundário). O esforço axial que surge como consequência deste fenómeno promove um aumento da resistência da ligação. Esta resistência adicional é dada por: a) restrição à deformação do ligador devido à existência de um momento fletor (resultante do esforço axial mencionado) que contraria o movimento do ligador, b) resistência ao esmagamento localizado dos elementos laterais de madeira, cabeça do ligador ou anilha, ou resistência ao arrancamento e c) atrito entre os elementos central e laterais de madeira – Hirai (2008).

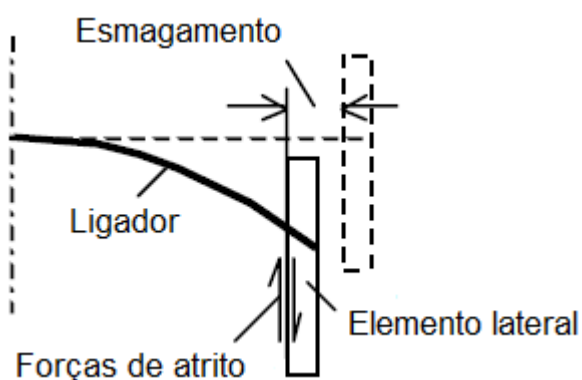


Figura 4.7 – Deformação de um ligador e forças de atrito resultantes. Hirai (2008).

O ponto (2) da secção mencionada refere que a contribuição da parcela $F_{ax,Rk}/4$ deve ser limitada a uma percentagem da parcela que diz respeito à Teoria de Johansen. O Quadro 4.8 apresenta esses

limites para diferentes ligadores. Nos casos em que não for possível avaliar o valor de $F_{ax,Rk}$, o mesmo deverá ser assumido como sendo igual a zero.

Quadro 4.8 – Valores limite para o rácio entre $F_{ax,Rk}/4$ e a parcela referente à Teoria de Johansen. EN 1995-1-1:2004.

Ligador	Limite estabelecido (%)
Pregos redondos lisos	15
Pregos quadrados lisos	25
Outro tipo de pregos	50
Parafusos autorroscantes	100
Parafusos de porca	25
Cavilhas	0

Assim, o valor da segunda parcela, $F_{ax,Rk}/4$, para parafusos de porca é dado pela expressão:

$$Efeito\ de\ cabo = \min\left\{0,25 \times Parcela\ de\ Johansen; \frac{F_{ax,Rk}}{4}\right\} \quad (4.61)$$

4.9.2 LIGAÇÕES MADEIRA-AÇO EM CORTE DUPLO

A capacidade resistente de uma ligação madeira-aço depende da espessura da chapa. Em conformidade com o exposto no ponto (1) da secção 8.2.3 da EN 1995-1-1:2004, considera-se que uma chapa é fina quando a sua espessura é inferior ou igual a metade do diâmetro do ligador. Se, por outro lado, a espessura da chapa é superior ao diâmetro do ligador, d , e a folga do furo é inferior a $0,1d$, a chapa classifica-se como espessa. Para os casos em que a espessura da chapa se enquadre entre os limites definidos para chapas finas e espessas, deverá ser aplicada uma interpolação linear entre as duas espessuras para aferir a resistência da ligação.

O ponto (2) da secção 8.2.3 da mesma norma relembra que deve ser avaliada a resistência da chapa. Essas verificações de segurança, que foram já abordadas no subcapítulo 3.7.1, devem ser realizadas dentro do âmbito das NP EN 1993-1-1:2010 e NP EN 1993-1-8:2010.

As expressões que se apresentam *infra* estão relacionadas com os modos de rotura associados a ligações madeira-aço em corte duplo com uma chapa de interposição entre os elementos de madeira (ver subcapítulo 3.6.1.2). Os modos de rotura não dependem, neste caso em particular, da espessura da chapa. A resistência do ligador será dada, então, pelo menor dos valores que resultam da aplicação dessas expressões.

$$F_{v,Rk,M1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (4.62)$$

$$F_{v,Rk,M2} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.63)$$

$$F_{v,Rk,M3} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.64)$$

em que:

$F_{v,Rk,Mi}$ – valor característico da resistência do ligador por plano de corte, de acordo com o modo de rotura a que está associado;

$f_{h,1,k}$ – valor característico da resistência ao esmagamento localizado dos elementos em madeira;

t_1 – espessura dos elementos de madeira a ligar;

d – diâmetro do ligador;

$M_{y,Rk}$ – valor característico do momento plástico do ligador;

$F_{ax,Rk}$ – valor característico da componente longitudinal da resistência ao arranque do ligador.

As limitações aos valores de $F_{ax,Rk}$ apresentados no subcapítulo 4.9.1 aplicam-se igualmente neste tipo de ligações.

4.9.3 ESPAÇAMENTOS MÍNIMOS

A EN 1995-1-1:2004 estipula quais os espaçamentos mínimos que devem existir entre os eixos dos ligadores, bem como as distâncias a respeitar dos mesmos aos topos e aos bordos dos elementos.

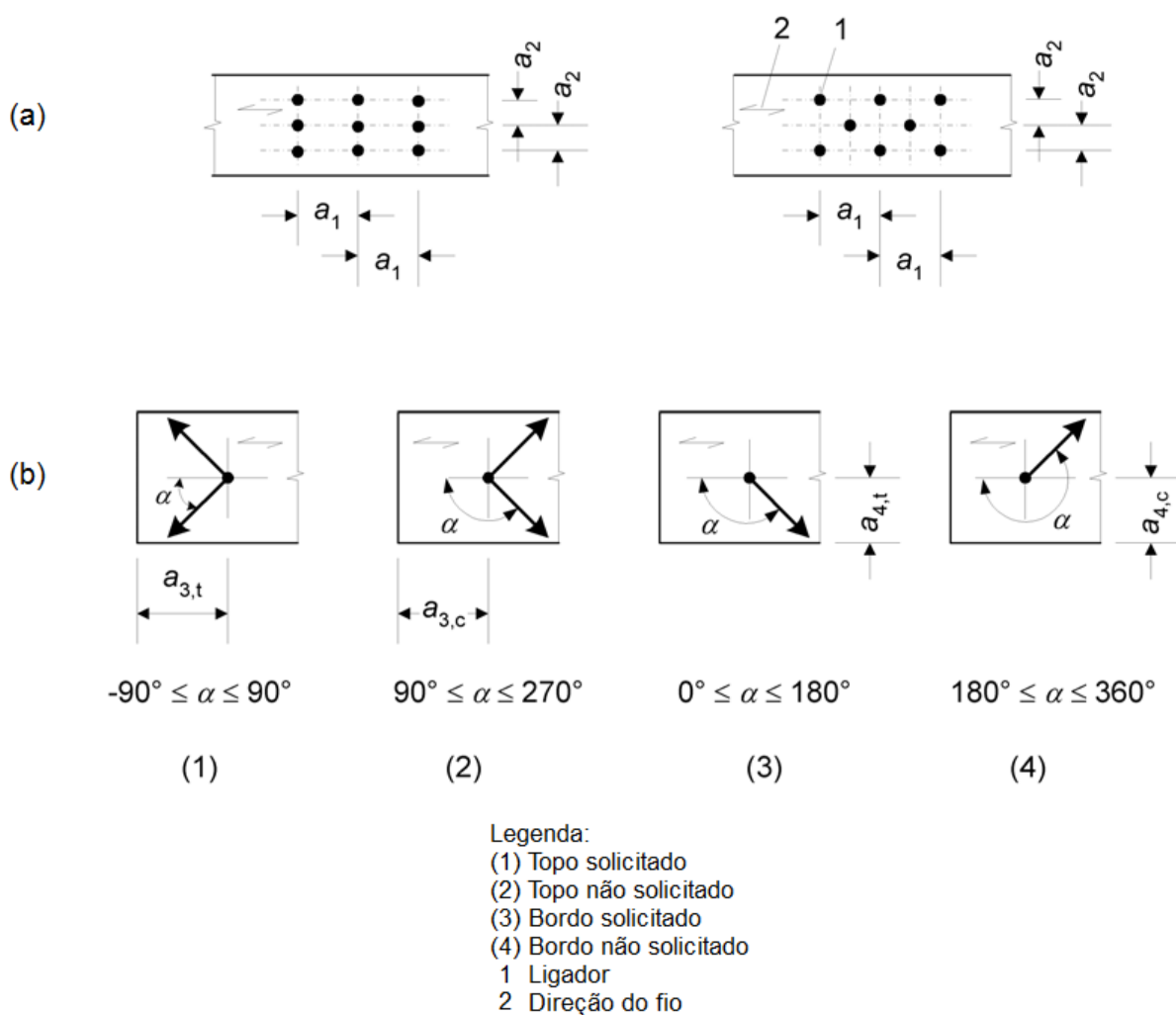


Figura 4.8 – Distâncias entre ligadores na madeira: a) distâncias entre eixos ligadores na direção do fio e na direção perpendicular ao fio; b) distâncias aos topos e aos bordos. EN 1995-1-1:2004.

Importa dar nota do significado dos termos que surgem na Figura 4.8:

- a_1 – distância entre ligadores na direção do fio;
- a_2 – distância entre ligadores na direção perpendicular ao fio;
- a_3 – distância do ligador ao topo do elemento;
- a_4 – distância do ligador ao bordo do elemento;
- α – ângulo formado entre a força e a direção do fio.

O índice ‘t’ que surge associado às distâncias a_3 e a_4 diz respeito às situações de lado ou bordo solicitado, respetivamente, pelo que o índice ‘c’ é relativo às situações de lado ou bordo não solicitado. Esta solicitação depende da orientação que as forças dos ligadores assumem, em virtude do tipo de esforço a que está submetido o elemento em madeira. No que diz respeito às distâncias aos topos, verifica-se que quando o elemento em madeira está sujeito a esforços de tração a situação é de topo solicitado, confirmando-se o inverso no caso dos elementos comprimidos. Exercício semelhante deve ser realizado para averiguar os casos de bordo solicitado ou não solicitado – Faria (2009).

O valor de α diz respeito ao ângulo que é formado pela força resultante dos esforços axial e de corte (no caso em que ambos existam).

4.9.4 LIGAÇÕES COM PARAFUSOS DE PORCA

As expressões e considerações que vão ser expostas de seguida constam da secção 8.5.1.1 da EN 1995-1-1:2004.

O valor característico do momento plástico dos parafusos de porca, $M_{y,Rk}$, é dado por:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6} \quad (4.65)$$

em que:

$M_{y,Rk}$ – valor característico do momento plástico, em N.mm;

$f_{u,k}$ – valor característico da tensão de rotura à tração, em N.mm⁻²;

d – diâmetro do parafuso, em mm.

Os valores de $f_{u,k}$ podem ser consultados no Quadro 3.2.

O valor da resistência ao esmagamento localizado para parafusos de porca na direção paralela ao fio da madeira, $f_{h,0,k}$, é obtida através da seguinte expressão:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k \quad (4.66)$$

em que:

$f_{h,0,k}$ – valor característico da resistência ao esmagamento localizado na direção do fio, em N.mm⁻²;

ρ_k – valor característico da massa volúmica da madeira, em kg.m⁻³;

d – diâmetro do parafuso, em mm.

Por outro lado, a resistência ao esmagamento localizado segundo um ângulo α em relação à direção do fio, $f_{h,\alpha,k}$, é dada por:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.67)$$

O valor do coeficiente k_{90} depende do tipo de madeira:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \times d & \text{para resinosas} \\ 1,30 + 0,015 \times d & \text{para LVL} \\ 0,90 + 0,015 \times d & \text{para folhosas} \end{cases} \quad (4.68)$$

As expressões (4.66) e (4.67) são recomendadas para ligações madeira-madeira. A norma EN 1995-1-1:2004 apresenta ainda expressões para ligações madeira-contraplacado.

Os espaçamentos mínimos a considerar em ligações com parafusos de porca são os exibidos no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Espaçamentos mínimos para parafusos de porca. EN 1995-1-1:2004.

Espaçamento	Ângulo	Valor mínimo
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \times d$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max\{7d; 80 \text{ mm}\}$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \times \sin \alpha) \times d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (bordo solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max\{(2 + 2 \times \sin \alpha) \times d; 3d\}$
$a_{4,c}$ (bordo não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

O valor da capacidade resistente na direção do fio, de uma fiada de n parafusos alinhados igualmente na direção do fio, $F_{v,ef,Rk}$, depende de n_{ef} , dado por:

$$n_{ef} = \min \left\{ n; n^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \times d}} \right\} \quad (4.69)$$

em que:

a_1 – espaçamento entre parafusos na direção do fio;

d – diâmetro do parafuso;

n – número de parafusos na fiada;

n_{ef} – número de parafusos alinhados na direção do fio.

Este cálculo do valor de n_{ef} é o resultado de estudos experimentais que provam que a resistência total de uma fiada de parafusos de porca alinhados na direção do fio não é igual ao somatório das resistências individuais de cada um deles devido a uma distribuição não uniforme da força que se pretende transmitir ao longo dos ligadores. Esta diferente distribuição de força deve-se a vários aspetos, entre os quais se destacam: a) número de ligadores, b) distâncias dos ligadores entre si e destes aos bordos e extremidades dos elementos de madeira a ligar, c) dimensões dos elementos de madeira a ligar, d) espécie da madeira, e) tolerâncias de fabrico e e) escorregamento dos ligadores – Gattesco (2004).

De acordo com o ponto (4) da secção 8.5.1.1 da EN 1995-1-1:2004 no caso dos esforços atuantes nos elementos de madeira surgirem na direção perpendicular ao fio é tomada a seguinte consideração:

$$n_{ef} = n \quad (4.70)$$

As anilhas que devem ser colocadas sob a cabeça dos parafusos e das porcas devem respeitar as indicações apresentadas na secção 10.4.3 da norma, apresentadas no subcapítulo 4.9.6.

A secção 8.5.2 da mesma norma aborda o caso em que os parafusos de porca são solicitados axialmente. Nesta situação a resistência da ligação é dada pelo menor dos seguintes valores: a) resistência à tração do parafuso, b) resistência ao punçoamento sob a cabeça do parafuso quando o elemento for uma chapa ou um elemento fino e c) resistência ao esmagamento da madeira sob anilha. Os valores das duas primeiras resistências podem ser determinados através das expressões (3.49) e (3.41), respetivamente – Faria (2009).

O ponto (2) da mesma secção 8.5.2 recomenda que a resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha deve ser calculada assumindo que o valor característico da tensão de compressão atuante na direção perpendicular ao fio na área efetiva de contacto, $\sigma_{c,90,k}$, seja tal que:

$$\sigma_{c,90,k} \leq 3,0 \times f_{c,90,k} \quad (4.71)$$

em que:

$f_{c,90,k}$ – valor característico da resistência à compressão perpendicular ao fio da madeira.

A área efetiva de contacto, A_e , é igual a:

$$A_e = A_a - A = \pi \times r_a^2 - \pi \times r^2 = \pi \times \left(\frac{d_a^2}{4} - \frac{d^2}{4} \right) = \frac{\pi}{4} \times (d_a^2 - d^2) \quad (4.72)$$

em que:

A_a – área da anilha;

A – área do parafuso;

r_a – raio da anilha;

r – raio do parafuso;

d_a – diâmetro da anilha;

d – diâmetro do parafuso.

A resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha, $N_{c,90,Rk}$, é calculada a partir da expressão:

$$\sigma_{c,90,k} = \frac{N_{c,90,Rk}}{A_e} \Rightarrow N_{c,90,Rk} \leq 0,75 \times \pi \times f_{c,90,k} \times (d_a^2 - d^2) \quad (4.73)$$

No que diz respeito ao valor a adotar para o diâmetro da anilha, o ponto (3) da secção 8.5.2 recomenda o uso do valor de d_a tal que:

$$d_a = \min\{12 \times t; 4 \times d\} \quad (4.74)$$

4.9.5 PLACAS DENTEADAS

A secção 8.10 da EN 1995-1-1:2004 é reservada aos aspetos a ter em consideração no dimensionamento de placas denteadas.

Uma vez que um dos componentes das ligações com placas denteadas entre elementos de madeira são os parafusos de porca, a resistência da ligação é dada pelo somatório das resistências da placa denteada e do parafuso de porca.

O valor característico da resistência de cada placa denteada, $F_{v,Rk}$, para os tipos C1 a C9 e para os tipos C10 e C11 (todos os tipos referentes à norma EN 912:2011) é dada pelas expressões, respetivamente:

$$F_{v,Rk} = 18 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times d_c^{1,5} \quad (4.75)$$

$$F_{v,Rk} = 25 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times d_c^{1,5} \quad (4.76)$$

em que:

$F_{v,Rk}$ – valor característico da resistência de uma placa denteada, em N;

k_1, k_2, k_3 – coeficientes de modificação.

O valor de d_c depende do tipo de placa denteada. O Quadro 4.10 apresenta para cada caso qual o parâmetro a considerar para d_c .

Quadro 4.10 – Valores de d_c para os diferentes tipos de placas denteadas. EN 1995-1-1:2004.

Tipo	d_c (mm)
C1, C2, C6, C7, C10 e C11	Diâmetro da placa denteada
C5, C8 e C9	Comprimento da placa denteada
C3 e C4	Raiz quadrada do produto das dimensões dos lados

O ponto (2) da secção 8.9.2 da mesma norma indica que as espessuras mínimas dos elementos de madeira exteriores e central, t_1 e t_2 , que vão ser ligados devem ser, no mínimo, $2,25h_e$ e $3,75h_e$, respetivamente. O termo h_e é respeitante ao valor da espessura de penetração do dente na madeira (ver Figura 4.9).

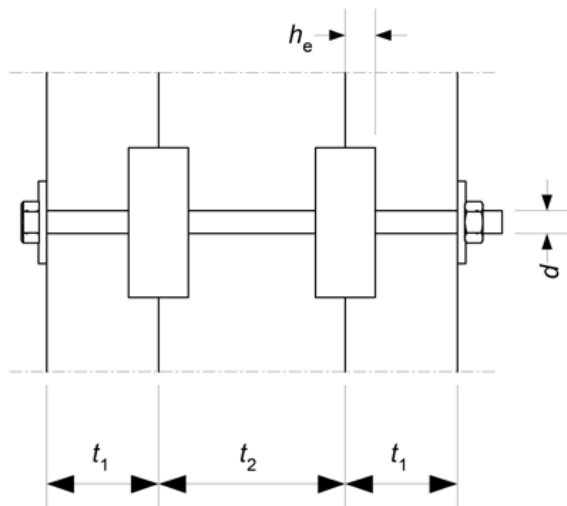


Figura 4.9 – Dimensões para ligações com placas denteadas. EN 1995-1-1:2004.

Deverá, de acordo com o que foi dito *supra*, verificar-se que:

$$\begin{cases} t_1 \geq 2,25 \times h_e \\ t_2 \geq 3,75 \times h_e \end{cases} \quad (4.77)$$

O coeficiente k_1 é obtido através de:

$$k_1 = \min \left\{ 1; \frac{t_1}{3 \times h_e}; \frac{t_2}{5 \times h_e} \right\} \quad (4.78)$$

Os valores do coeficiente k_2 dependem do tipo de placa que é adotada.

Para os tipos C1 a C9, o valor de k_2 é dado por:

$$k_2 = \min \left\{ 1; \frac{a_{3,t}}{1,5 \times d_c} \right\} \quad (4.79)$$

com

$$a_{3,t} = \text{máx}\{1,1 \times d_c; 7 \times d; 80 \text{ mm}\} \quad (4.80)$$

em que:

d – diâmetro nominal do parafuso.

Para os tipos C10 e C11:

$$k_2 = \text{mín}\left\{1; \frac{a_{3,t}}{2,0 \times d_c}\right\} \quad (4.81)$$

com

$$a_{3,t} = \text{máx}\{1,5 \times d_c; 7 \times d; 80 \text{ mm}\} \quad (4.82)$$

O valor do coeficiente k_3 é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$k_3 = \text{mín}\left\{1,5; \frac{\rho_k}{350}\right\} \quad (4.83)$$

em que:

ρ_k – valor característico da massa volúmica da madeira, em kg.m^{-3} .

Os Quadros 4.11 e 4.12 indicam os espaçamentos mínimos a ter em consideração nas ligações com placas denteadas.

Quadro 4.11 – Espaçamentos mínimos para placas denteadas dos tipos C1 a C9. EN 1995-1-1:2004.

Espaçamento	Ângulo	Valor mínimo
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \times \cos \alpha) \times d_c$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2d_c$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0d_c$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,9 + 0,6 \times \sin \alpha) \times d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \times \sin \alpha) \times d_c$
$a_{4,t}$ (bordo solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \times \sin \alpha) \times d_c$
$a_{4,c}$ (bordo não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6d_c$

Quadro 4.12 – Espaçamentos mínimos para placas denteadas dos tipos C10 e C11. EN 1995-1-1:2004.

Espaçamento	Ângulo	Valor mínimo
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \times \cos \alpha) \times d_c$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2d_c$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0d_c$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \times \sin \alpha) \times d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \times \sin \alpha) \times d_c$
$a_{4,t}$ (bordo solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \times \sin \alpha) \times d_c$
$a_{4,c}$ (bordo não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6d_c$

4.9.6 DISPOSIÇÕES RELACIONADAS COM PARAFUSOS DE PORCA E CHAPAS DE LIGAÇÃO

No que diz respeito a ligações com elementos metálicos a secção 10.4 da EN 1995-1-1:2004 apresenta um conjunto de aspetos que devem ser tidos em consideração em relação, entre outros, aos parafusos de porca e anilhas.

Apresenta-se seguidamente uma síntese dos aspetos regulamentares relevantes para este trabalho.

Em conformidade com o disposto no ponto (1) da secção 10.4.3 desta norma, o diâmetro dos furos dos parafusos a realizar na madeira não deve ser superior a 1 mm em relação ao diâmetro nominal do parafuso adotado. Por outro lado, o diâmetro do furo dos parafusos a praticar nas chapas de aço não deve ser superior a 2 mm ou $0,1d$, consoante o maior dos valores, relativamente ao diâmetro nominal dos parafusos, d .

De acordo com o ponto (2) dessa secção, as anilhas, que podem ser quadradas ou circulares (como já referido no subcapítulo 3.5.4), devem ter um lado ou um diâmetro mínimo de $3d$ e uma espessura mínima de $0,3d$, em que d diz respeito ao diâmetro nominal do parafuso.

4.9.7 ROTURA POR CORTE EM BLOCO

O ponto (5) da secção 8.2.3 da EN 1995-1-1:2004, respeitante a ligações madeira-aço, chama a atenção para o facto de, em situações de elementos com o topo solicitado, a capacidade resistente de um conjunto de ligadores ser afetada por uma falha ao longo do perímetro desse conjunto.

O Anexo A desta norma apresenta as expressões que devem ser utilizadas para determinar a resistência de ligações madeira-aço em relação à ocorrência da rotura por corte em bloco.

Este tipo de rotura, que como já referido pode ocorrer em ligações madeira-aço, é caracterizado por um destacamento do volume de madeira que está confinado à zona que envolve o conjunto de ligadores.

O valor característico da resistência de um conjunto de ligadores contra a rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$, é obtido através de:

$$F_{bs,Rk} = \max\{1,5 \times A_{net,t} \times f_{t,o,k}; 0,7 \times A_{net,v} \times f_{v,k}\} \quad (4.84)$$

com

$$A_{net,t} = L_{net,t} \times t_1 \quad (4.85)$$

$$A_{net,v} = L_{net,v} \times t_1 \quad (4.86)$$

e

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (4.87)$$

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i} \quad (4.88)$$

em que:

$F_{bs,Rk}$ – valor característico da resistência contra a rotura por corte em bloco. A primeira expressão diz respeito à resistência à tração da superfície de topo, enquanto que a segunda é relativa à resistência ao corte da superfície lateral;

$A_{net,t}$ – área útil da superfície de rotura por tração na direção perpendicular ao fio;

$A_{net,v}$ – área útil da superfície de rotura por corte na direção paralela ao fio;

$L_{net,t}$ – largura efetiva da secção transversal na direção perpendicular ao fio;

$L_{net,v}$ – comprimento efetivo da área da superfície de rotura por corte;

$l_{t,i}$ e $l_{v,i}$ – definidos na Figura 4.10;

t_1 – espessura do elemento de madeira efetivo ou a profundidade de penetração dos ligadores;

$f_{t,o,k}$ – valor característico da resistência à tração do elemento de madeira;

$f_{v,k}$ – valor característico da resistência ao corte do elemento de madeira.

As expressões (4.86) e (4.87) são relativas a ligações madeira-aço em corte duplo com a chapa de ligação interposta entre os elementos de madeira. Para outro tipo de ligações consultar o Anexo A da norma em causa.

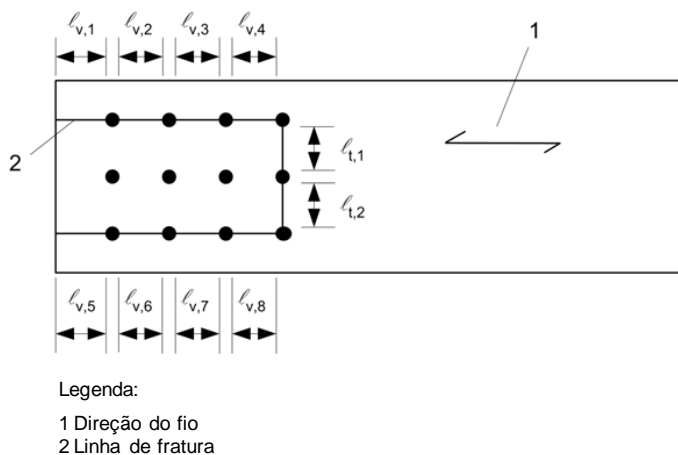


Figura 4.10 – Exemplo de rotura por corte em bloco devido ao esgotamento da resistência ao corte das superfícies laterais. EN 1995-1-1:2004.

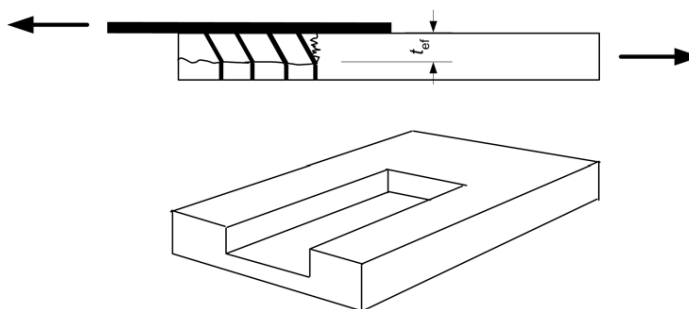


Figura 4.11 – Exemplo de rotura por corte em bloco devido ao esgotamento da resistência à tração da superfície de topo. EN 1995-1-1:2004.

5

PROJETO DA ESTRUTURA DA COBERTURA

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

A parte do edifício no qual a cobertura em estudo se insere é um picadeiro e localiza-se em Portugal, na cidade da Trofa, no distrito do Porto. A cidade da Trofa está situada a uma altitude de cerca de 28 m – DB-City (2012).

No que diz respeito às dimensões do edifício (ver Figura 5.1), este apresenta um comprimento e uma largura de 30,30 m e 16,20 m, respetivamente, e um pé direito de aproximadamente 8 m.

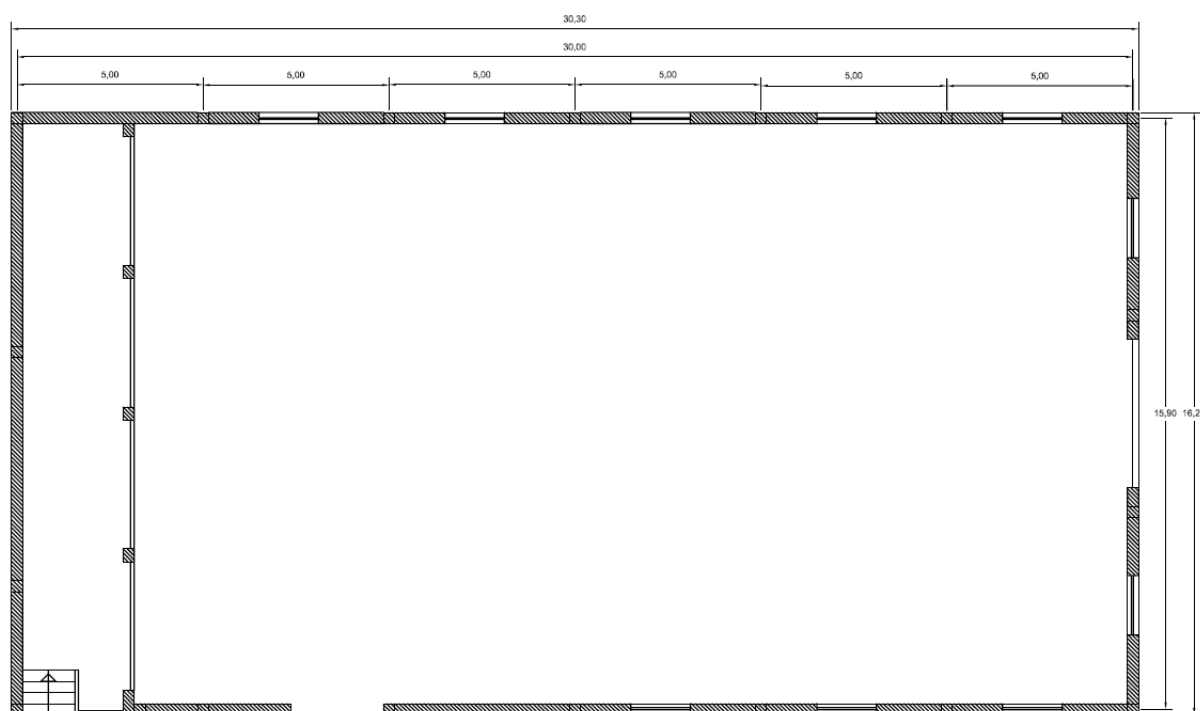


Figura 5.1 – Planta do picadeiro – cortesia GEPEC.

Os alçados do edifício estão representados na Figura 5.2.

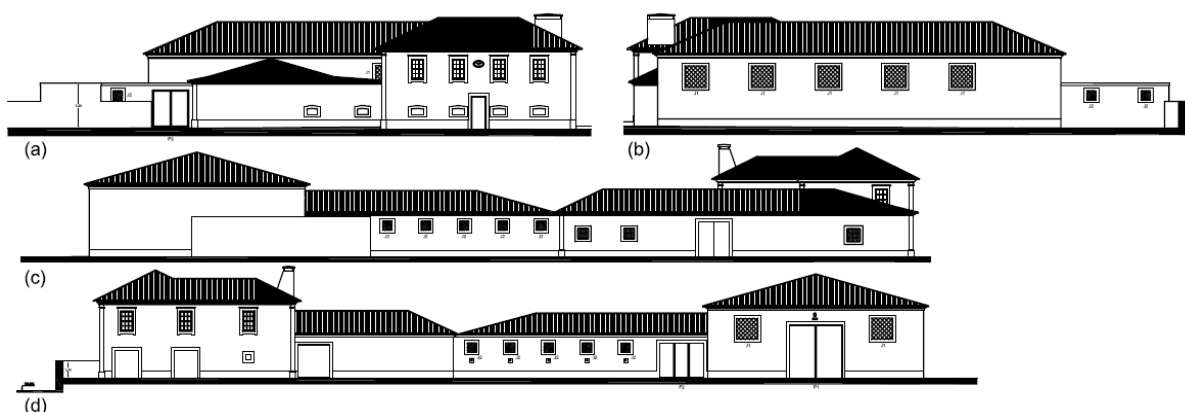


Figura 5.2 – Alçados do edifício onde se integra o espaço picadeiro: a) alçado norte; b) alçado sul; c) alçado nascente; d) alçado poente – cortesia GEPEC.

5.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA COBERTURA E SUAS PROPRIEDADES

A cobertura em estudo será constituída, à exceção da telha lusa, por um conjunto de elementos cujos materiais de construção utilizados serão a madeira maciça e a madeira lamelada colada das classes de resistência C18 e GL24h, respetivamente.

Apresentam-se nos Quadros 5.1 a 5.6 um resumo das propriedades dos materiais que vão ser relevantes para o projeto da estrutura da cobertura; propriedades essas que permitirão a definição da geometria da secção e espaçamento de alguns dos elementos que compõem a cobertura, bem como a quantificação de cada uma das ações atuantes na cobertura. Após a quantificação de todas as ações e definidos os critérios de combinação das mesmas, avançar-se-á para a elaboração de um modelo de cálculo automático global, com o objetivo de, numa primeira fase, definir a geometria das secções que constituirão as asnas da cobertura.

Quadro 5.1 – Peso de coberturas em edifícios – telha lusa. Farinha (1993).

Material	Peso próprio (kN.m^{-2})
Telha Lusa	0,50

Quadro 5.2 – Peso de coberturas em edifícios – EPS. ACEPE (2012).

Material	Peso volúmico γ (kN.m^{-3})
EPS	0,25

Quadro 5.3 – Pesos volúnicos da madeira maciça da classe C18 e da madeira lamelada colada da classe GL24h. NP EN 1991-1-1:2009.

Classe da madeira	Peso volúmico γ (kN.m^{-3})
C18	3,8
GL24h	3,7

Quadro 5.4 – Massas volúmicas da madeira maciça da classe C18 e da madeira lamelada colada da classe GL24h (valores característicos). EN 338:2009 e EN 1194:2002.

Classe da madeira	Massa volúmica ρ_k (kg.m ⁻³)
C18	320
GL24h	380

Quadro 5.5 – Propriedades mecânicas da madeira maciça da classe C18 (valores característicos). EN 338:2009.

Classe da madeira	Flexão $f_{m,k}$ (MPa)	Tração $f_{t,0,k}$ (MPa)	Compressão $f_{c,0,k}$ (MPa)	Compressão $f_{c,90,k}$ (MPa)	Corte $f_{v,k}$ (MPa)	Módulo de elasticidade $E_{0,mean}$ (GPa)
C18	18	11	18	2,2	2,0	9

Quadro 5.6 – Propriedades mecânicas da madeira lamelada colada da classe GL24h (valores característicos). EN 1194:2002.

Classe da madeira	Flexão $f_{m,g,k}$ (MPa)	Tração $f_{t,0,g,k}$ (MPa)	Compressão $f_{c,0,g,k}$ (MPa)	Compressão $f_{c,90,g,k}$ (MPa)	Corte $f_{v,g,k}$ (MPa)	Módulo de elasticidade $E_{0,mean}$ (GPa)
GL24h	24	16,5	24	2,7	2,7	11,6

5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA LAMELADA COLADA

Entre os diferentes tipos de ensaios possíveis de caracterização das propriedades mecânicas das madeiras há ensaios feitos em laboratório e ensaios feitos *in situ*. Estes são ensaios especialmente ligados à avaliação de estruturas já construídas, sua manutenção, conservação e reabilitação, sobretudo quando a sua dimensão e posição na estrutura do edifício impossibilita o seu transporte para o laboratório. Sobre este tipo de ensaios, ver Kasal (2010).

No presente trabalho os ensaios foram realizados em laboratório, respeitando assim a regulamentação definida para este tipo de ensaios, designadamente, a EN 408:2010.

Decidiu-se ensaiar duas vigas de madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h por ser este o material que será utilizado nas asnas e madres da cobertura.

5.3.1 A EN 408:2010

A norma EN 408:2010 inclui os procedimentos a serem seguidos para a determinação experimental de algumas propriedades físicas e mecânicas da madeira maciça e da madeira lamelada colada, nomeadamente:

- Módulo de elasticidade local em flexão;
- Módulo de elasticidade global em flexão;
- Módulo de distorção;
- Módulo de elasticidade paralelo ao fio em tração;
- Resistência à tração paralela ao fio;
- Módulo de elasticidade em compressão paralela ao fio;
- Resistência à compressão paralela ao fio;
- Resistências à tração e compressão perpendiculares ao fio;
- Módulo de elasticidade perpendicular ao fio;
- Resistência ao corte paralela ao fio;
- Resistência à flexão paralela ao fio.

Para cada um destes tipos de ensaios, a estrutura presente na norma contém os requisitos do provete, indica o esquema de ensaio e a tramitação a seguir, e define como devem ser expressos os resultados.

5.3.2 OS ENSAIOS REALIZADOS

Este documento apresenta os resultados dos ensaios realizados no dia 26 de julho de 2012 no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Estes ensaios, para determinar a resistência à flexão paralela ao fio (o número 19 da norma EN 408:2010), foram realizados em duas vigas de madeira lamelada colada. O procedimento seguido foi o constante da norma, cujo esquema se apresenta na Figura 5.3 para a avaliação da resistência à flexão paralela ao fio.

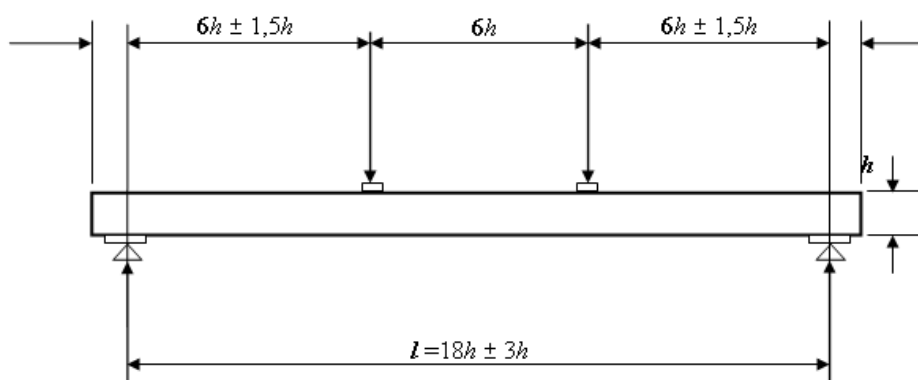
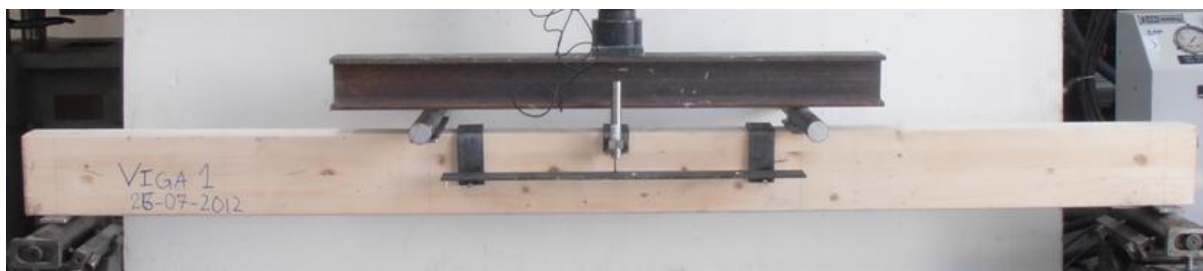


Figura 5.3 – Esquema do ensaio para avaliação da resistência à flexão paralela ao fio. EN 408:2010.

Os provetes ensaiados tinham dimensões de 8 cm × 16 cm × 260 cm (ver Figura 5.4).



(a)

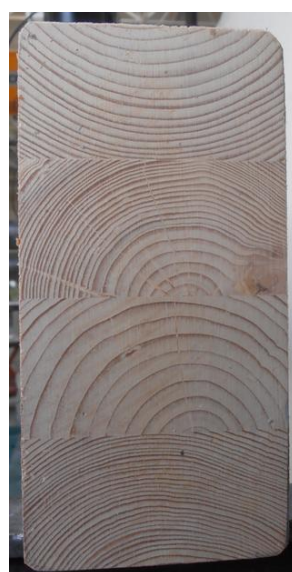


(b)

Figura 5.4 – Provetes ensaiados: a) viga 1; b) viga 2.



(a)



(b)

Figura 5.5 – Secções transversais dos provetes ensaiados: a) viga 1; b) viga 2.

De acordo com o esquema apresentado anteriormente, procedeu-se à realização dos ensaios, como se pode ver na Figura 5.6; conferir também na Figura 5.7 os pormenores dos apoios dos provetes.

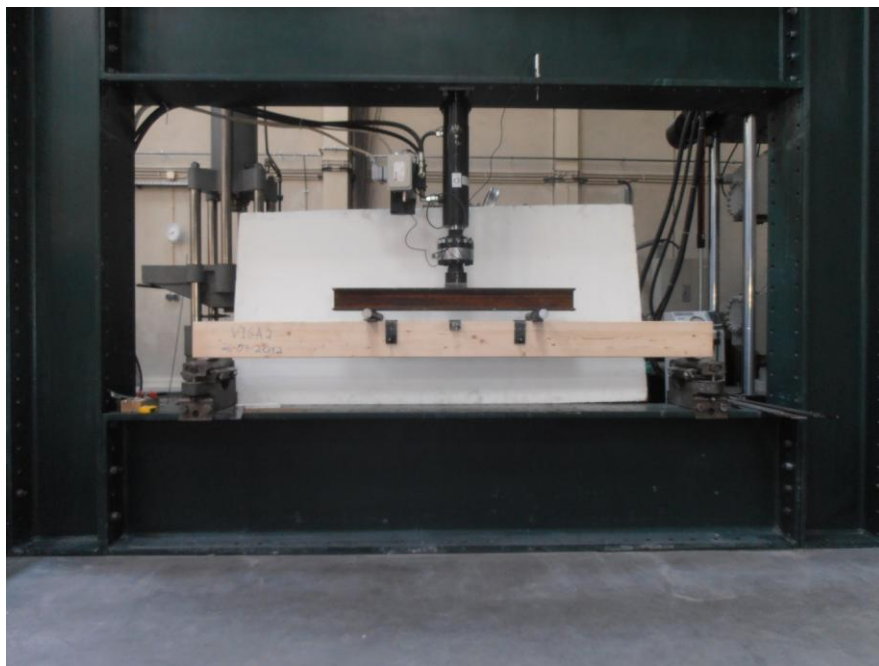


Figura 5.6 – Esquema de ensaio usado para os ensaios mencionados.



Figura 5.7 – Pormenores dos apoios utilizados para suportar os provetes ensaiados.

5.3.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS

5.3.3.1 Determinação da resistência à flexão paralela ao fio

A resistência à flexão paralela ao fio, f_m , é, de acordo com a EN 408:2010, dada pela seguinte expressão:

$$f_m = \frac{3 \times F_{max} \times a}{b \times h^2} \quad (5.1)$$

em que:

F_{max} – valor da força máxima aplicada durante o ensaio, em N;

a – distância entre uma posição de carregamento e o apoio mais próximo, em mm;

b – largura da secção do provete, em mm;

h – altura da secção do provete, em mm.

Em rigor, ao valor da força máxima aplicada no provete deve ser acrescentado o peso dos elementos que foram colocados em cima do provete para materializar o esquema de ensaio, a saber: perfil metálico, dois cilindros e duas chapas. O peso total deste conjunto é 36,8 kg.

Conhecidos todos os termos necessários para a aplicação da expressão anterior, determinou-se o valor de f_m (ver Figura 5.8):

$$f_m = \frac{3 \times (30740 + 368) \times 730}{80 \times 160^2} = 33,26 \text{ MPa}$$

Uma vez que o provete de madeira lamelada colada ensaiado apresentou uma resistência à flexão paralela ao fio superior a 24 MPa (valor característico desse parâmetro para a classe de resistência GL24h de acordo com a EN 1194:2002), pode afirmar-se que o provete de madeira lamelada colada ensaiado apresentou uma resistência à flexão paralela ao fio superior à indicação que foi dada pelo fabricante, uma vez que a madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h tem de ter uma resistência à flexão paralela ao fio de pelo menos 24 MPa.

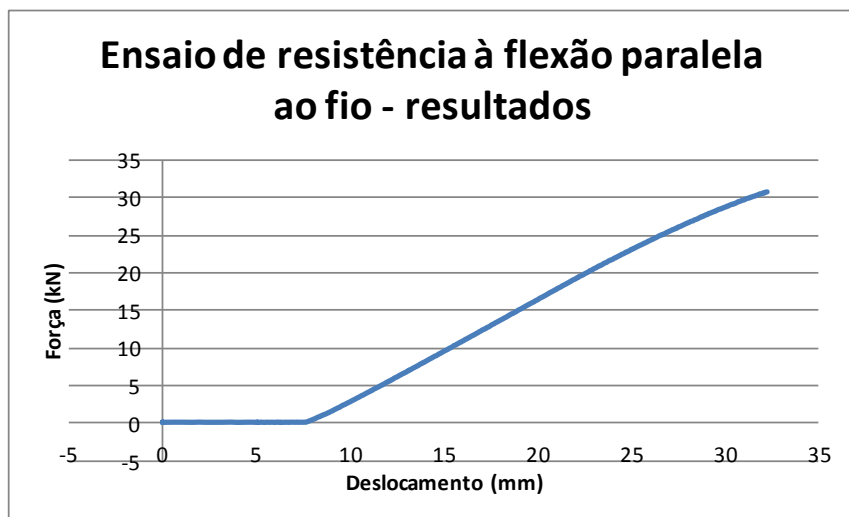


Figura 5.8 – Resultados do ensaio para a determinação da resistência à flexão paralela ao fio da viga 1.

A Figura 5.9 apresenta fotografias do provete ensaiado após atingir a rotura.

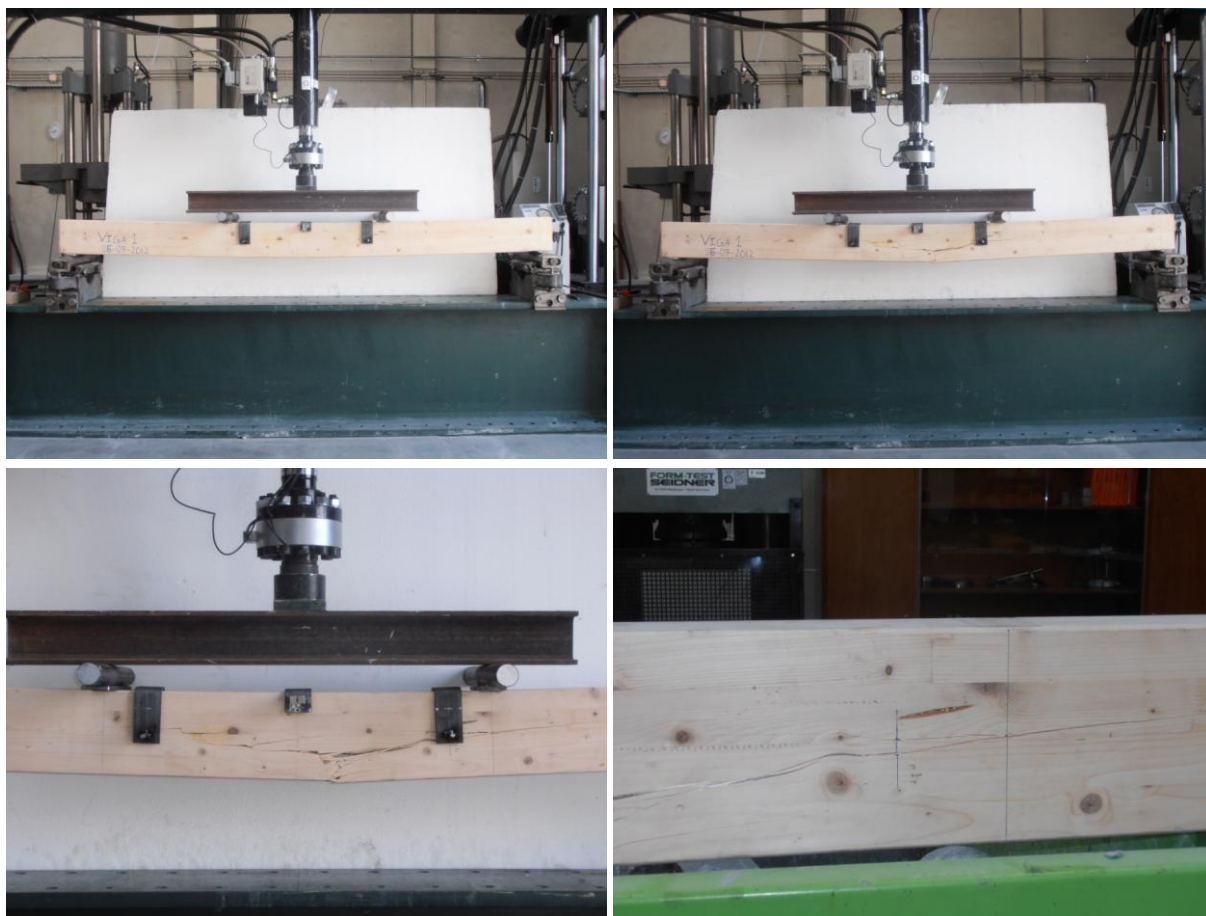


Figura 5.9 – Fotografias do provete de madeira lamelada colada após atingir a rotura.

5.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os critérios de combinação de ações utilizados na realização deste trabalho para os ELU e os SLS são os apresentados na NP EN 1990:2009. Serão consideradas duas ações variáveis, a saber: sobrecarga e ação do vento.

5.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

O valor de cálculo dos efeitos das ações, E_d , para a combinação de ações em ELU, encontra-se na secção 6.4.3 da norma citada. De acordo com o seu ponto (1), o valor de E_d deve ser determinado combinando os valores das diferentes ações que podem ocorrer em simultâneo. Assim sendo, as expressões que se utilizam para quantificar o valor de E_d são:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (5.2)$$

ou

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (5.3)$$

em que:

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

P – valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base da combinação 1;

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i ;

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

γ_P – coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1;

$\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i ;

ψ_0 – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

Σ – significa “o efeito combinado de”;

$+ "$ – significa “a combinar com”.

Será esta a terminologia adotada nos subcapítulos 5.4.1.1 a 5.4.2.2.

O valor de ψ_0 para sobrecargas em coberturas de edifícios é, de acordo com o Quadro A1.1 da mesma norma, igual a zero.

5.4.1.1 Sobrecarga como ação variável de base

Para o caso em que a sobrecarga atua como ação variável de base, Q_1 , o cálculo de E_d para a combinação de ações mais desfavorável, designada por ELU_1 , é determinado a partir da expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (5.4)$$

De acordo com o ponto (1) da secção 3.3.2 da NP EN 1991-1-1:2009 não é necessário combinar as sobrecargas em simultâneo com a ação do vento em coberturas de edifícios, nomeadamente, se essas coberturas se enquadram na categoria H, o que se constata para o projeto deste estudo – a classificação da cobertura em estudo é detalhadamente explicada no subcapítulo 5.6.2.1.

Para a combinação de ações ELU_1 , os valores de γ_G e γ_Q a considerar, uma vez que as diferentes ações produzem um efeito desfavorável, são os apresentados no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Valores de γ_G e γ_Q para a combinação de ações ELU_1 . NP EN 1990:2009.

Combinação	γ_G	γ_Q
ELU_1	1,35	1,5

5.4.1.2 Vento como ação variável de base

Se o vento atua como ação variável de base, Q_1 , o cálculo de E_d para a combinação de ações mais desfavorável, designada por ELU_2 , é determinado a partir da expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

Nesta combinação de ações as cargas permanentes e a sobrecarga produzem um efeito favorável, sendo que os valores de γ_G e γ_Q a considerar são os apresentados no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Valores de γ_G e γ_Q para a combinação de ações ELU_2 . NP EN 1990:2009.

Combinação	γ_G	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}$
ELU_2	1,00	1,5	0

5.4.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

5.4.2.1 Combinação característica

As seguintes expressões definem, de acordo com a alínea a) do ponto (2) da secção 6.5.3 da NP EN 1990:2009, a combinação de ações característica:

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (5.6)$$

ou

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.7)$$

5.4.2.2 Combinação quase permanente

A combinação de ações quase permanente é determinada, de acordo com a alínea c) do ponto (2) da secção 6.5.3 da NP EN 1990:2009, através das expressões:

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (5.8)$$

ou

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.9)$$

em que:

$\psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável.

O valor de ψ_2 para sobrecargas em coberturas de edifícios é, de acordo com o Quadro A1.1 dessa norma, igual a zero.

5.5 FORMULÁRIO DE APOIO AO PROJETO

A análise de determinados aspetos relacionados com o trabalho a desenvolver no decurso do projeto da estrutura da cobertura requer a aplicação de um conjunto de expressões que se apresentam nesta fase do trabalho.

As expressões são apresentadas em conformidade com os eixos apresentados na Figura 4.1.

O cálculo de momentos fletores a meio vão, $M_{Ed,y}$, em vãos simplesmente apoiados, para cargas uniformemente distribuídas, é calculado através da expressão:

$$M_{Ed,y} = \frac{p_{Ed} \times l^2}{8} \quad (5.10)$$

em que:

p_{Ed} – carga atuante para a combinação de ações definida;

l – comprimento do vão do elemento.

A tensão que um determinado esforço axial exerce sobre uma superfície de área, $\sigma_{N,Ed}$, é dada por:

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \quad (5.11)$$

em que:

N_{Ed} – valor do esforço axial atuante;

A – área da secção do elemento.

A tensão de flexão atuante devido a um momento fletor de cálculo, $\sigma_{m,Ed}$, é dada por:

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{M_{Ed,y}}{I_y} \times z \quad (5.12)$$

em que:

$M_{Ed,y}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante;

I_y – momento de inércia da área da secção do elemento em relação ao eixo \overline{yy} ;

z – distância do centro de gravidade da secção do elemento à sua fibra superior ou inferior.

Para o cálculo dos momentos de inércia, I_y e I_z , da área de uma secção retangular, recorre-se às expressões:

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} \quad (5.13)$$

$$I_z = \frac{b^3 \times h}{12} \quad (5.14)$$

em que:

b – base da secção do elemento;

h – altura da secção do elemento.

Quando se pretende determinar o momento de inércia da área de uma secção plana, I_{Δ} , relativamente a um eixo qualquer terá de se aplicar o Teorema de Steiner – Henriques (2002):

$$I_{\Delta} = I_{\Delta_G} + A \times d^2 \quad (5.15)$$

em que:

I_{Δ_G} – momento de inércia da área da secção relativamente a um eixo baricêntrico paralelo ao dado;

d – distância entre os dois eixos.

Se se pretender aplicar o Teorema de Steiner ao cálculo do momento de inércia da área da secção, I_z , relativa aos elementos apresentados na Figura 5.10, obter-se-á a seguinte expressão – Henriques (2002):

$$I_z = \left[I_{z_1'} + A_1 \times d_1^2 \right] + \left[I_{z_2'} + A_2 \times d_2^2 \right] \quad (5.16)$$

em que:

$I_{z_1'}$ – momento de inércia da área da secção do elemento 1 relativamente ao eixo $\overline{z\overline{z}}_1'$;

$I_{z_2'}$ – momento de inércia da área da secção do elemento 2 relativamente ao eixo $\overline{z\overline{z}}_2'$;

A_1 – área da secção do elemento 1;

A_2 – área da secção do elemento 2;

d_1 – distância do eixo $\overline{z\overline{z}}_1'$ ao eixo $\overline{z\overline{z}}$;

d_2 – distância do eixo $\overline{z\overline{z}}_2'$ ao eixo $\overline{z\overline{z}}$.

No caso em que os dois elementos apresentarem as mesmas dimensões, ou seja, $b_1 = b_2$ e $h_1 = h_2$ e considerando, ainda, que $d_1 = d_2$, a expressão anterior toma a seguinte forma:

$$I_z = 2 \times \left[I_{z_1'} + A_1 \times d_1^2 \right] \quad (5.17)$$

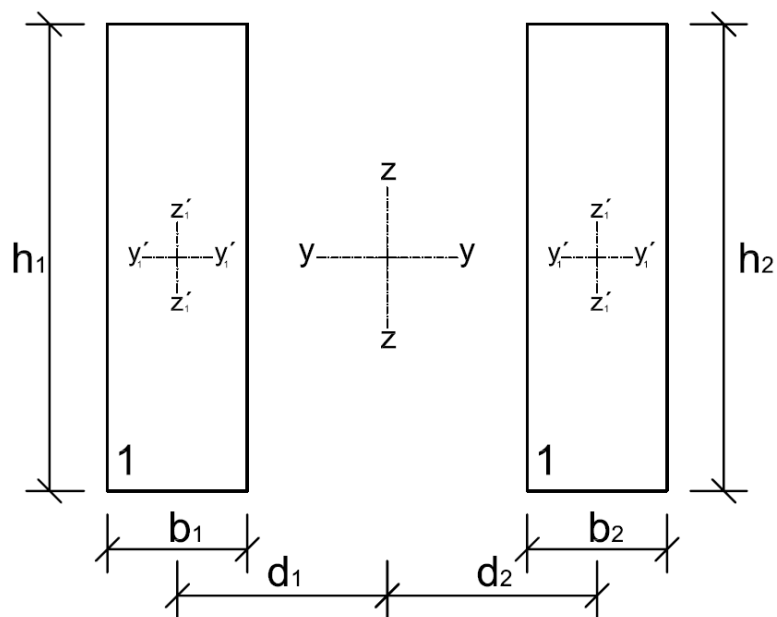


Figura 5.10 – Seção composta.

O momento de inércia à torção de uma secção retangular, I_{tor} , é determinado, de acordo com as expressões de Saint-Venant – Juvandes (2004) –, através de:

$$I_{tor} = \frac{h \times b^3}{\beta} \quad (5.18)$$

em que:

h – maior dimensão da secção do elemento;

b – menor dimensão da secção do elemento;

β – coeficiente que depende da relação entre h e b .

Quadro 5.9 – Valores do coeficiente β de acordo com Saint Venant. Juvandes (2004).

n	1,00	1,50	2,00	2,25	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00	8,00
β	7,114	5,11	4,37	4,16	4,01	3,80	3,56	3,43	3,35	3,26

O valor de n relativo ao Quadro 5.9 é dado por:

$$n = \frac{h}{b} \quad (5.19)$$

Nos casos em que a secção é composta e atendendo a que o momento de inércia à torção está relacionado com o momento de inércia polar, I_0 , – Farinha (1993) – é necessário aplicar à expressão (5.18) o Teorema de Steiner.

Assim, para a secção apresentada na Figura 5.10, o momento de inércia à torção obtém-se através da expressão:

$$I_{tor} = \left[\frac{h_1 \times b_1^3}{\beta_1} + A_1 \times d_1^2 \right] + \left[\frac{h_2 \times b_2^3}{\beta_2} + A_2 \times d_2^2 \right] \quad (5.20)$$

em que:

β_1 – coeficiente que depende da relação entre h_1 e b_1 (ver Quadro 5.9);

β_2 – coeficiente que depende da relação entre h_2 e b_2 (ver Quadro 5.9).

Se os dois elementos que compõem a secção apresentada na Figura 5.10 tiverem as mesmas dimensões, ou seja, $b_1 = b_2$ e $h_1 = h_2$, e considerando ainda que $d_1 = d_2$, a expressão anterior adquire o seguinte formato:

$$I_{tor} = 2 \times \left[\frac{h_1 \times b_1^3}{\beta_1} + A_1 \times d_1^2 \right] \quad (5.21)$$

O módulo de flexão da secção de um elemento em relação ao eixo \overline{yy} , W_y , é dado por – Farinha (1993):

$$W_y = \frac{I_y}{z} \quad (5.22)$$

em que:

z – distância do ponto mais afastado do elemento em relação ao eixo \overline{yy} .

Os elementos que estiverem sujeitos a flexão composta desviada, apresentam uma tensão de cálculo, $\sigma_{FC,Ed}$, que é dada por:

$$\sigma_{FC,Ed} = \frac{N_{ED}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} \times z + \frac{M_{Ed,z}}{I_z} \times y \quad (5.23)$$

em que:

N_{Ed} – esforço axial atuante;

$M_{Ed,y}$ – momento fletor atuante em torno do eixo de rotação \overline{yy} ;

$M_{Ed,x}$ – momento fletor atuante em torno do eixo de rotação \overline{xx} ;

I_z – momento de inércia da área da secção do elemento em relação ao eixo \overline{zz} ;

z – distância do centro de gravidade da secção do elemento à fibra superior ou inferior no eixo \overline{zz} ;

y – distância do centro de gravidade da secção do elemento à fibra superior ou inferior no eixo \overline{yy} .

A tensão tangencial de corte, τ_{Ed} , é obtida através de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed,z} \times S_y}{I_y \times b} \quad (5.24)$$

em que:

$V_{Ed,z}$ – valor de cálculo do esforço transversal atuante;

S_y – momento estático ou de 1.^a ordem.

O momento estático, S_y , é determinado de acordo com a expressão:

$$S_y = A_m \times d_z \quad (5.25)$$

em que:

A_m – área da secção de referência;

d_z – distância do centro de gravidade da secção de referência ao centro de gravidade do elemento em estudo.

A Figura 5.11 ilustra o diagrama da tensão tangencial de corte máxima, $\tau_{máx}$, para uma secção retangular.

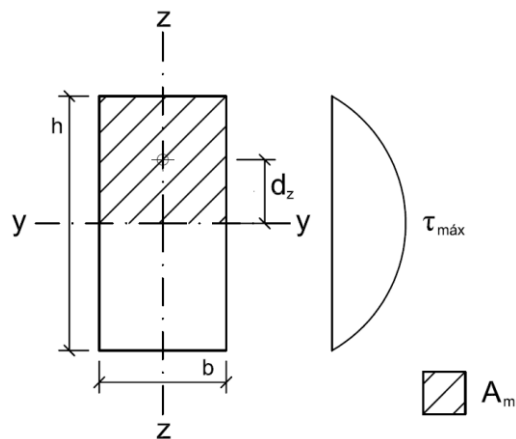


Figura 5.11 – Tensão tangencial de corte máxima, $\tau_{m\acute{a}x}$, numa secção retangular.

Para o cálculo aproximado de flechas em vãos simplesmente apoiados, para cargas uniformemente distribuídas, recorre-se à expressão:

$$w = \frac{5 \times p_{Ed} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad (5.26)$$

em que:

p_{Ed} – carga atuante na combinação de ações considerada;

E – módulo de elasticidade do material do elemento.

Os coeficientes de esbelteza na direção paralela, λ_y , e perpendicular, λ_z , ao plano da asna são dados por:

$$\lambda_y = \frac{l_e^z}{i_y} \quad (5.27)$$

$$\lambda_z = \frac{l_e^y}{i_z} \quad (5.28)$$

em que:

l_e^y e l_e^z – comprimentos de encurvadura nos planos perpendicular e paralelo ao da asna, respetivamente;

i_y e i_z – raios de giração.

Os raios de giração, i_y e i_z , são determinados a partir das expressões:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (5.29)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad (5.30)$$

Para estruturas de betão e de acordo com a secção 8.4.3 da NP EN 1992-1-1:2010, o comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$, necessário para amarrar uma força $A_s \sigma_{sd}$ (A_s diz respeito à área da secção de uma armadura para betão armado), instalada num varão de aço, é dado por:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.31)$$

em que:

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência;

ϕ – diâmetro de um varão;

σ_{sd} – valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

O valor de cálculo da tensão de rotura de aderência, f_{bd} , para varões de alta aderência é determinado, segundo a mesma norma na sua secção 8.4.2, através da expressão:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (5.32)$$

em que:

f_{ctd} – valor de cálculo da resistência do betão à tração. Devido à crescente fragilidade do betão com o aumento da resistência, o valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples correspondente ao quantil 5 %, $f_{ctk,0,05}$ deverá ser limitado, para o presente efeito, ao valor correspondente à classe C60/75, a não ser que possa ser verificado que a tensão de rotura média da aderência aumenta para além deste limite;

η_1 – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;

η_2 – coeficiente relacionado com o diâmetro do varão.

O coeficiente η_1 deve assim assumir os seguintes valores:

- $\eta_1 = 1,0$ para condições de “boa” aderência;
- $\eta_1 = 0,7$ para todos os outros casos e para varões em elementos estruturais construídos com cofragens deslizantes, a não ser que se possa demonstrar que as condições são de “boa” aderência.

Por sua vez o coeficiente η_2 deverá assumir os valores:

- $\eta_2 = 1,0$ para $\phi \leq 32 \text{ mm}$;
- $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32 \text{ mm}$.

À luz do enunciado no ponto (2) da secção 3.1.6 da NP EN 1992-1-1:2010, o valor de cálculo da resistência do betão à tração, f_{ctd} , é obtido através de:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (5.33)$$

em que:

f_{ctd} – valor de cálculo da resistência do betão à tração;

$f_{ctk,0,05}$ – valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples correspondente ao quantil 5 %;

γ_c – coeficiente parcial relativo ao betão;

α_{ct} – coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada.

De acordo com o Quadro 2.1N da NP EN 1992-1-1:2010, o valor do coeficiente γ_c para situações de projeto persistentes e transitórias é igual a 1,5.

O valor recomendado para o coeficiente α_{ct} é 1,0 (confira-se a nota do ponto (2) da secção 3.1.6 desta norma).

O comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , é calculado através da seguinte expressão, nos termos do ponto (1) da secção 8.4.4:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (5.34)$$

em que:

l_{bd} – comprimento de amarração de cálculo;

α_1 – coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;

α_2 – coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão;

α_3 – coeficiente que tem em conta o efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 – coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} ;

α_5 – coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$l_{b,min}$ – comprimento de amarração mínimo.

Os valores dos coeficientes α_1 a α_5 podem ser consultados no Quadro 8.2 da NP EN 1992-1-1:2010. Neste trabalho considerar-se-á, conservativamente, que os coeficientes referidos são iguais a 1,0.

O comprimento de amarração mínimo, $l_{b,min}$, para amarrações de varões tracionados é dado por:

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (5.35)$$

O valor de cálculo da tensão de cedência do aço, f_{syd} , é obtido através da seguinte expressão:

$$f_{syd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} \quad (5.36)$$

em que:

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{syk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

γ_s – coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço.

Conforme indicado no Quadro 2.1N dessa norma, o valor do coeficiente γ_s para situações de projeto persistentes e transitórias é igual a 1,15.

5.6 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

A NP EN 1990:2009 classifica as ações de acordo com a sua variação no tempo. Conforme o regulamento referido o peso próprio das estruturas é considerada uma ação permanente (G), enquanto que a sobrecarga na cobertura e a ação do vento consideram-se ações variáveis (Q).

5.6.1 AÇÕES PERMANENTES

A cobertura em estudo terá como ações permanentes os seguintes pesos próprios:

- Telha lusa;
- Ripas de madeira maciça da classe C18;
- EPS;
- Barrotes de madeira maciça da classe C18;
- Forro de madeira maciça da classe C18;

- Madres de madeira lamelada colada da classe GL24h;
- Asnas de madeira lamelada colada da classe GL24h.

Seguidamente apresentam-se os cálculos necessários para quantificar a carga que descarrega sobre as madres de madeira que assentam nas asnas da cobertura. Essa carga é resultado dos pesos próprios da telha lusa, ripas, isolamento de EPS, barrote e forro.

A carga calculada permitirá definir a geometria da secção das madres, bem como a definição do espaçamentos entre as mesmas. No final deste exercício estão reunidas as condições para se avançar para a modelação da estrutura em estudo.

5.6.1.1 Telha lusa

A telha lusa – Figura 5.12 – apresenta um peso próprio de $0,50 \text{ kN.m}^{-2}$, conforme referido no Quadro 5.1.

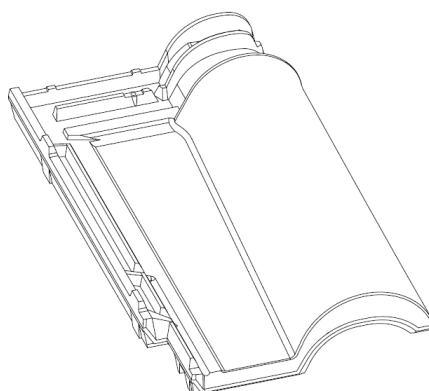


Figura 5.12 – Telha lusa. CS-Telhas (2012).

5.6.1.2 Ripas de madeira

As ripas de madeira – Figuras 5.13 e 5.14 – são os elementos utilizados para servirem de apoio à colocação das telhas.

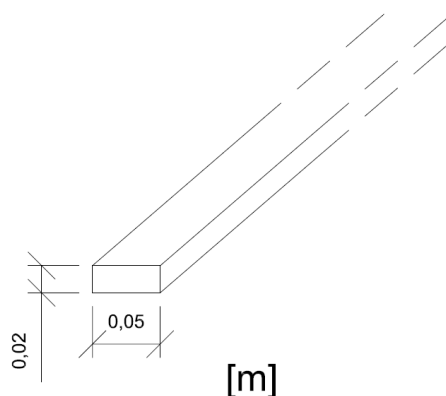


Figura 5.13 – Secção transversal das ripas.

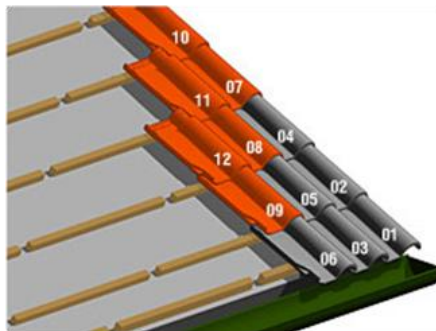


Figura 5.14 – Exemplo de esquema de aplicação da telha lusa. Torreense Cerâmicas (2010).

As ripas apresentam uma secção transversal de 5,0 cm × 2,0 cm e um espaçamento entre si de 30,0 cm, com peso próprio, pp_{ripas} , dado por:

$$pp_{ripas} = \frac{\gamma_{C18} \times b \times h \times 1(m)}{A_{inf}} \quad (5.37)$$

em que:

γ_{C18} – peso volúmico da madeira maciça da classe C18;

b – base da secção do elemento;

h – altura da secção do elemento;

A_{inf} – área de influência do elemento.

Calculando a partir desta expressão, vem que:

$$pp_{ripas} = \frac{3,8 \times 0,05 \times 0,02 \times 1}{0,3 \times 1} = 0,013 \text{ kN.m}^{-2}$$

5.6.1.3 Poliestireno expandido

As placas de EPS – Figura 5.15 – possuem uma espessura de 6,0 cm.



Figura 5.15 – Placas de EPS. Beatriz Salero (2012).

O peso próprio do EPS é dado por:

$$pp_{EPS} = \gamma_{EPS} \times esp \quad (5.38)$$

em que:

γ_{EPS} – peso volúmico do EPS;

esp – espessura do elemento.

Calculando a partir desta expressão, vem que:

$$pp_{EPS} = 0,25 \times 0,06 = 0,015 \text{ kN.m}^{-2}$$

5.6.1.4 Barrotes

Os barrotes de madeira – Figuras 5.16 e 5.17 – apresentam uma secção transversal de 7,0 cm × 7,0 cm e um espaçamento entre si de 50,0 cm. Estes elementos suportam as ripas de madeira. As placas EPS estão intercaladas entre os barrotes o sobre o forro.

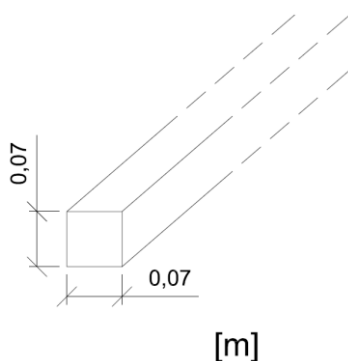


Figura 5.16 – Secção transversal dos barrotes.

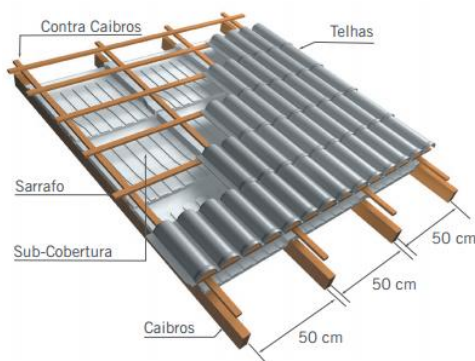


Figura 5.17 – Esquema exemplificativo da aplicação das placas de EPS sobre os barrotes. Termotécnica (2012).

O peso próprio dos barrotes, $pp_{barrotes}$, é obtido através de:

$$pp_{barrotes} = \frac{\gamma_{C18} \times b \times h \times 1(m)}{A_{inf}} \quad (5.39)$$

em que:

γ_{C18} – peso volúmico da madeira maciça da classe C18;

b – base da secção do elemento;

h – altura da secção do elemento;

A_{inf} – área de influência do elemento.

Calculando a partir da expressão, vem que:

$$pp_{barrotes} = \frac{3,8 \times 0,07 \times 0,07 \times 1}{0,5 \times 1} = 0,037 \text{ kN.m}^{-2}$$

5.6.1.5 Forro de madeira

Os último elemento que descarrega o seu peso próprio nas madres é um forro de madeira de 1,6 cm de espessura. Este forro serve de suporte aos barrotes mencionados no ponto anterior e cobre toda a superfície da cobertura. É um elemento com uma enorme importância do ponto de vista estético e de conforto. O peso próprio do forro, pp_{forro} , é dado por:

$$pp_{forro} = \gamma_{C18} \times esp \quad (5.40)$$

em que:

γ_{C18} – peso volúmico da madeira maciça da classe C18;

esp – espessura do elemento.

Calculando a partir desta expressão, vem que:

$$pp_{forro} = 3,8 \times 0,016 = 0,061 \text{ kN.m}^{-2}$$

5.6.1.6 Madres

Contabilizadas as cargas que atuam sobre as madres (vigas), proceder-se-á ao pré-dimensionamento da sua secção, bem como à definição do espaçamento entre as mesmas. Este exercício debruçar-se-á

sobre as respostas que diferentes secções transversais das madres em confronto oferecerão em relação aos ELU (segurança das pessoas e da estrutura) e aos SLS.

As madres, que suportam a carga provocada pela ação dos pesos próprios dos elementos determinados nos subcapítulos 5.6.1.1 a 5.6.1.5, descarregam a sua carga, por sua vez, nas asnas que constituem a estrutura principal da cobertura.

Para efeitos de pré-dimensionamento da secção das madres não foi tida em conta a ação do vento, por não ser condicionante.

i. Estados limites últimos

No sentido de definir a secção das madres, e o espaçamento entre elas, sem pôr em causa a segurança da estrutura é necessário quantificar a carga atuante, p_{Ed} , em relação aos critérios de combinação definidos na NP EN 1990:2009 para os ELU; seguidamente determinar o momento fletor atuante nas madres, M_{Ed} ; depois calcular a tensão atuante, σ_{Ed} , devido a esse mesmo momento fletor; e, no final, comparar σ_{Ed} com o valor de cálculo da resistência à flexão da madeira lamelada-colada, $f_{m,g,d}$, da classe de resistência GL24h.

A carga provocada pelos pesos próprios dos elementos determinados nos subcapítulos 5.6.1.1 a 5.6.1.5 descarrega sobre as madres. Para que se possa quantificar a carga uniformemente distribuída que esses elementos descarregam sobre as madres é necessário definir um espaçamento entre elas, e_m .

A carga atuante sobre as madres, $p_{Ed,ELU,m}$, é calculada através da expressão (5.4):

$$p_{Ed,ELU,m} = \gamma_G \times (pp_{telhas} + pp_{ripas} + pp_{EPS} + pp_{barrotes} + pp_{forro} + pp_{madres}) + \gamma_Q \times (Sob)$$

em que:

Sob – sobrecarga.

O valor assumido para a sobrecarga é de $0,4 \text{ kN.m}^{-2}$. Este valor é retirado da NP EN 1991-1-1:2009 e é detalhadamente explicado no subcapítulo 5.6.2.1.

A determinação do valor de cálculo da resistência à flexão da madeira lamelada colada, $f_{m,g,d}$, é feita de acordo com a expressão (4.19).

Segundo o Quadro 4.2, o valor de γ_M para madeira lamelada colada é igual a 1,25.

De acordo com o referido nos subcapítulos 4.3.2 e 4.3.3, conclui-se que a classe de duração das ações corresponde à de média duração e a estrutura em estudo enquadra-se na classe de serviço 2.

Recorrendo ao Quadro 4.3, verifica-se que para elementos de madeira lamelada colada que se enquadram na classe de serviço 2 e a classe de duração das ações corresponde à de média duração, o valor de k_{mod} é igual a 0,80.

O valor de cálculo da resistência à flexão, $f_{m,g,d}$, da madeira lamelada colada da classe GL24h é então, de acordo com a expressão (4.19):

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,80 \times \frac{24}{1,25} = 15,36 \text{ MPa}$$

Deve assim verificar-se que:

$$\sigma_{Ed} \leq f_{m,g,d} \quad (5.41)$$

Para que seja possível quantificar a carga atuante, p_{Ed} , é necessário definir uma secção para as madres. O pré-dimensionamento da sua secção deve estar de acordo com os produtos em madeira lamelada colada disponíveis no mercado. A título de exemplo, o Quadro 5.10 apresenta as medidas das secções de madeira lamelada colada comercializadas pela empresa Imowood, Imóveis de Madeira, Lda.

Quadro 5.10 – Medidas das secções de madeira comercializadas pela Imowood, Imóveis de Madeira, Lda.: a) Medida padronizada; b) Medida sob consulta. Imowood (2012).

Altura (mm)	Largura (mm)									
	80	90	100	120	140	160	180	200	220	> 220
80	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
90	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)
100	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)
120	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
135	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)
160	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
200	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
240	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
280	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
320	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
360	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
400	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
> 400	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	a)	b)
≤ 2000	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)	b)

Uma vez que a espessura das lamelas é de 40 mm é conveniente que a escolha relativamente às medidas das secções a utilizar recaiam sobre as medidas padronizadas que se apresentam no Quadro 5.10.

Foram colocadas em confronto duas secções; secções essas constituídas pelas seguintes medidas: a) 80 mm × 160 mm (adiante designada por Secção 1) e b) 80 mm × 200 mm (adiante designada por Secção 2).

Com o auxílio do *software* Microsoft® Office® Excel® foi criada uma folha de cálculo que permitiu a determinação dos valores da carga atuante nas madres em relação à combinação de ações ELU₁,

$p_{Ed,ELU,m}$, do momento fletor actuante nas madres, $M_{Ed,m}$ e da tensão atuante que resulta dos esforços que se verificam, $\sigma_{Ed,m}$. O resultado desses valores estava condicionado ao espaçamento entre madres, e_m , que se fez variar em intervalos de 10 cm. Os valores de $M_{Ed,m}$ e $\sigma_{Ed,m}$ foram obtidos de acordo com as expressões (5.10) e (5.12), respetivamente.

O Quadro 5.11 apresenta os resultados condicionantes.

Quadro 5.11 – Valores de e_m , $p_{Ed,ELU,m}$, $M_{Ed,m}$ e $\sigma_{Ed,m}$.

Secção (mm ²)	$e_{m,1}$ (m)	$p_{Ed,ELU,m,1}$ (kN.m ⁻¹)	$M_{Ed,m,1}$ (kN.m)	$\sigma_{Ed,m,1}$ (MPa)	$e_{m,2}$ (m)	$p_{Ed,ELU,m,2}$ (kN.m ⁻¹)	$M_{Ed,m,2}$ (kN.m)	$\sigma_{Ed,m,2}$ (MPa)
80 × 160	1,10	1,65	5,17	15,13	1,20	1,80	5,62	16,46
80 × 200	1,70	2,54	7,92	14,86	1,80	2,68	8,38	15,71

De acordo com a expressão (5.41):

$$\sigma_{Ed,M} \leq 15,36 \text{ MPa}$$

Analisando o Quadro 5.11 percebe-se que as madres constituídas pela Secção 1 esgotam a sua capacidade resistente quando o espaçamento entre elas, $e_{m,2}$, é igual ou superior a 1,20 m. Por outro lado, a capacidade resistente das madres constituídas pela Secção 2 está salvaguardada desde que a distância entre elas, $e_{m,1}$, não exceda os 1,70 m.

Uma vez concluído este exercício é necessário perceber qual a resposta que as diferentes secções das madres em confronto oferecem no que diz respeito à sua deformação.

ii. Estados limites de utilização

O projeto de uma estrutura de madeira, devido ao facto deste material apresentar rigidez relativamente baixa (o módulo de elasticidade da madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h, $E_{0,g,mean}$, é igual a 11,6 GPa), deve ter um especial cuidado em relação aos SLS, nomeadamente o de deformação – Faria (2009). Apesar da capacidade resistente dos elementos que compõem a estrutura poder estar salvaguardada, as deformações que eventualmente surjam nas madres são um aspeto condicionante no dimensionamento das mesmas.

Os critérios de combinação a ter em conta no que ao cálculo das deformações diz respeito estão expostos no subcapítulo 4.3.1.2.

Uma vez que não serão aplicadas contraflechas nas madres, é o valor de $w_{net,fin}$, e não o valor de w_{fin} , que servirá como parâmetro de controlo, no que à deformação final das madres diz respeito.

Os valores das deformações instantâneas e finais, w_{inst} e $w_{net,fin}$, são obtidos através das expressões (5.26) e (4.5), respetivamente. Recorda-se que quando se recorre à expressão (5.26) para o cálculo das deformações instantâneas para as combinações de ações característica e quase permanente, $w_{inst,CAR}$ e $w_{inst,QP}$, deve ser usado o valor médio do módulo de elasticidade da madeira lamelada colada, $E_{0,g,mean}$.

De acordo com o exposto no subcapítulo 4.3.1.2 a expressão (4.5) assume o seguinte formato:

$$w_{net,fin} = w_{inst,QP} \times (1 + k_{def}) \quad (5.42)$$

em que:

$w_{net,fin}$ – deformação final;

$w_{inst,QP}$ – deformação instantânea para a combinação de ações quase permanente;

k_{def} – coeficiente para a avaliação da deformação por fluência.

A consulta do Quadro 4.4 permite verificar que para elementos de madeira lamelada colada que se enquadram na classe de serviço 2, o valor de k_{def} é igual a 0,80.

Aplicando as expressões (5.26) e (5.42) e com o auxílio de uma folha de cálculo elaborada no *software* Microsoft® Office® Excel®, foram determinadas as deformações instantânea, $w_{inst,m}$, e final, $w_{net,fin,m}$, para as Secções 1 e 2 das madres apresentadas anteriormente, fazendo variar o espaçamento entre si, e_m , em intervalos de 10 cm, e comparadas, em simultâneo, com os limites definidos na EN 1995-1-1:2004. O cálculo das cargas atuantes nas madres para as combinações característica, $p_{Ed,CAR,m}$, e quase permanente, $p_{Ed,QP,m}$, de ações, foi feito de acordo com as expressões (5.7) e (5.9), respetivamente.

O Quadro 5.12 apresenta os resultados condicionantes.

Quadro 5.12 – Valores de cálculo de $p_{Ed,CAR,m}$, $w_{inst,m}$, $p_{Ed,QP,m}$ e $w_{net,fin,m}$ para diferentes espaçamentos entre madres, e_m .

Secção (mm ²)	$e_{m,1}$ (m)	$p_{Ed,CAR,m,1}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{inst,m,1}$ (cm)	$p_{Ed,QP,1}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{net,fin,m,1}$ (cm)	$e_{m,2}$ (m)	$p_{Ed,CAR,m,2}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{inst,m,2}$ (cm)	$p_{Ed,QP,2}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{net,fin,m,2}$ (cm)
80 x 160	0,60	0,66	1,70	0,42	1,96	0,70	0,77	1,97	0,49	2,24
80 x 200	1,20	1,29	1,70	0,81	1,92	1,30	1,39	1,83	0,87	2,07

Para um vão livre de 5,0 m, os valores limites para a deformação de vigas à luz do EN 1995-1-1:2004, encontram-se no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 5,0 m.

w_{inst} (cm)	$w_{net,fin}$ (cm)
l/500 a l/300	l/350 a l/250
1,00 a 1,67	1,43 a 2,00

A análise do Quadro 5.12 permite verificar que, para cumprir os critérios estabelecidos no EN 1995-1-1:2004 – ver Quadro 5.13 – para w_{inst} e $w_{net,fin}$, o espaçamento entre madres, $e_{m,1}$, não deve ser superior a 0,60 m e 1,20 m, para as Secções 1 e 2, respetivamente. Considera-se pouco relevante, uma vez que o estudo se debruça, nesta fase, sobre os SLS, o facto de o valor de $w_{inst,m,1}$ ultrapassar em cerca de 0,03 cm o valor limite estabelecido no EN 1995-1-1:2004:

$$w_{inst,m,1} = 1,70 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm}$$

Importa agora, atendendo ao espaçamento, $e_{m,1}$, que resultou do estudo apresentado no Quadro 5.12, quantificar o número de madres a distribuir pela perna da asna e consequente peso, P_{madres} , que ficam associados a cada uma das soluções em confronto – Secções 1 e 2.

As pernas de cada uma das cinco asnas que fazem parte da cobertura em estudo – ver Figura 5.40 –, apresentam um comprimento, l_{perna} , de aproximadamente 8,4 m. Uma vez conhecido este comprimento é então possível determinar o número de madres que se associa a cada um dos espaçamentos, $e_{m,1}$ – ver Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Número de madres e consequente peso associados aos espaçamentos, $e_{m,1}$, para as Secções 1 e 2.

Secção (mm ²)	$e_{m,1}$ (m)	N.º de madres	P_{madres} (kN)
80×160	0,60	27	38,36
80×200	1,20	13	23,09

O peso das madres, P_{madres} , exibido no Quadro 5.14 foi obtido através da expressão:

$$P_{Madres} = b \times h \times l_{edi} \times \gamma_{GL24h} \times n \quad (5.43)$$

em que:

b – base da secção da madre;

h – altura da secção da madre;

l_{edi} – comprimento do edifício;

γ_{GL24h} – peso volúmico da madeira lamelada colada da classe GL24h;

n – número de madres.

Analisando o Quadro 5.14 percebe-se que, se a solução a adotar para a secção das madres for a Secção 2, o número de madres necessárias é menos de metade, quando comparada com a solução Secção 1; e o peso, P_{madres} , que resulta desse número de madres, quando a opção recai pela Secção 2 é, aproximadamente, 15 kN inferior à solução Secção 1.

Entende-se ser apropriado, pelas razões enunciadas, optar pela solução Secção 2 para a secção das madres. De acordo com os resultados apresentados no Quadro 5.12, será então adotado um espaçamento entre madres, e_m , de 1,20 m.

Antes de dar por encerrado o estudo das madres, e uma vez que está definido o espaçamento entre madres, e_m , é possível analisar o comportamento dos barrotes, quer no que à sua capacidade resistente diz respeito, quer à resposta que os mesmos oferecem em relação aos SLS.

O espaçamento entre barrotes, e_b , conforme referido no subcapítulo 5.6.1.4, é igual a 0,50 m. Definido esse espaçamento é possível calcular a carga atuante nos barrotes em relação à combinação de ações ELU₁, $p_{Ed,ELU,b}$, recorrendo à expressão (5.4):

$$p_{Ed,ELU,b} = \gamma_G \times (pp_{telhas} + pp_{ripas} + pp_{EPS} + pp_{barrotes}) + \gamma_Q \times (Sob)$$

Calculada a carga atuante sobre os barrotes, $p_{Ed,ELU,b}$, e aplicando as expressões (5.10) e (5.12) para a determinação de $M_{Ed,b}$ e $\sigma_{Ed,b}$, obtêm-se os resultados apresentados no Quadro 5.15.

Quadro 5.15 – Valores de $p_{Ed,ELU,b}$, $M_{Ed,b}$ e $\sigma_{Ed,b}$ para um e_b de 0,50 m.

Secção (mm ²)	e_b (m)	$p_{Ed,ELU,b}$ (kN.m ⁻¹)	$M_{Ed,b}$ (kN.m)	$\sigma_{Ed,b}$ (MPa)
70 x 70	0,50	0,72	0,13	2,27

Aplicando a expressão (4.19), obtêm-se o valor de cálculo da resistência à flexão, $f_{m,d}$, da madeira maciça da classe C18.

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,80 \times \frac{18}{1,3} = 11,08 \text{ MPa}$$

Para que a estrutura se encontre em segurança deve verificar-se que:

$$\sigma_{Ed} \leq f_{m,d} \quad (5.44)$$

$$\sigma_{Ed} = 2,27 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Estudado o cenário de rotura dos barrotes, avança-se para a avaliação da resposta que os barrotes oferecem em relação aos SLS.

Para um vão, l , com um valor igual a 1,20 m, os valores limites para a deformação de vigas estabelecidos no EN 1995-1-1:2004 são os que se apresentam no Quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 1,20 m.

w_{inst} (cm)	$w_{net,fin}$ (cm)
$l/500$ a $l/300$	$l/350$ a $l/250$
0,24 a 0,40	0,34 a 0,48

Aplicando as expressões (5.26) e (5.42), obtêm-se os valores de cálculo das deformações instantânea, $w_{inst,b}$, e final, $w_{net,fin,b}$ (ver Quadro 5.17). O cálculo das cargas atuantes nos barrotes para as combinações característica, $p_{Ed,CAR,b}$, e quase permanente, $p_{Ed,QP,b}$, de ações foi feito de acordo com as expressões (5.7) e (5.9), respetivamente.

Quadro 5.17 – Valores de $p_{Ed,CAR,b}$, $w_{inst,b}$, $p_{Ed,QP,b}$ e $w_{net,fin,b}$ para um e_b de 0,50 m.

Secção (mm ²)	e_b (m)	$p_{Ed,CAR,b}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{inst,b}$ (cm)	$p_{Ed,QP,b}$ (kN.m ⁻¹)	$w_{net,fin,b}$ (cm)
70 × 70	0,50	0,51	0,077	0,31	0,084

Conforme se verifica pela análise dos resultados do Quadro 5.17, a solução adotada para os barrotes, que apresentam uma secção de 70 mm × 70 mm e um espaçamento entre si, e_b , de 0,50 m, cumpre o disposto no EN 1995-1-1:2004 no que aos valores limite para a deformação de vigas diz respeito.

$$w_{inst,B} = 0,077 \text{ cm} < 0,40 \text{ cm} \rightarrow OK$$

$$w_{net,fin,B} = 0,084 \text{ cm} < 0,48 \text{ cm} \rightarrow OK$$

O pré-dimensionamento dos elementos que compõem as asnas (linhas, pernas, escoras e pendurais) será realizado após a criação de um modelo de cálculo automático global que permitirá perceber os esforços que atuam sobre esses elementos.

5.6.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis a ter em conta na elaboração deste projeto serão duas, a saber: a) uma sobrecarga na cobertura e b) a ação do vento.

5.6.2.1 Sobrecarga na cobertura

O valor das sobrecargas em coberturas depende, de acordo com a secção 6.3.4.1 da NP EN 1991-1-1:2009, da sua acessibilidade. Esta secção classifica as coberturas em três categorias, a saber: a) H, b) I e c) K. Estas categorias são definidas no Quadro 6.9 da norma e traduzidas para este trabalho no Quadro 5.18.

Quadro 5.18 – Categorias de coberturas. NP EN 1991-1-1:2009.

Categorias	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas categorias A a D.
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros.

A cobertura em estudo enquadra-se na categoria H. O Quadro NA-6.10 do Anexo Nacional da mesma norma apresenta os valores característicos mínimos da sobrecarga concentrada, Q_k , e da sobrecarga uniformemente distribuída, q_k , que devem ser utilizados em coberturas que se enquadram nesta categoria – ver Quadro 5.19.

Quadro 5.19 – Sobrecarga em coberturas da categoria H. NP EN 1991-1-1:2009.

Cobertura	q_k (kN.m ⁻²)	Q_k (kN)
Categoria H	0,4	1,0

5.6.2.2 Ação do vento

A ação do vento sobre as edificações, classificada como uma ação variável fixa, é um aspeto que ganha especial relevo quando a estrutura a dimensionar é uma ponte ou uma cobertura, por exemplo.

A quantificação da ação *supra* citada foi obtida de acordo com os conceitos e procedimentos descritos na NP EN 1991-1-4:2010.

No caso em estudo, cobertura de duas vertentes, o objetivo é perceber qual a pressão, w , que é exercida pelo vento nas suas superfícies exterior e interior.

Após a determinação desta ação, cuja metodologia se descreve nos pontos seguinte, e uma vez que foram já obtidas as cargas permanentes, estão criadas as condições para que as diferentes ações sejam combinadas entre si de forma a perceber a resposta que a cobertura oferece face às solicitações. Esta resposta, que se materializa através dos esforços que se verificam nas asnas da cobertura, permitirá realizar um pré-dimensionamento das secções que compõem os elementos das mesmas.

i. Pressão dinâmica de pico

Segundo a secção 4.5 da NP EN 1991-1-4:2010 a pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração e da velocidade do vento e é calculada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (5.45)$$

em que:

$I_v(z)$ – intensidade de turbulência;

ρ – massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso;

v_m – velocidade média do vento;

$c_e(z)$ – coeficiente de exposição;

q_b – pressão dinâmica de referência.

De acordo com a nota 2 dessa secção 4.5, o valor recomendado de ρ é $1,25 \text{ kg.m}^{-3}$.

O valor de $c_e(z)$ pode, em alternativa, ser obtido através da Figura 5.18 que consta no Anexo Nacional da presente norma (alínea l) da secção NA.2.3 ou ser calculado através da seguinte expressão:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (5.46)$$

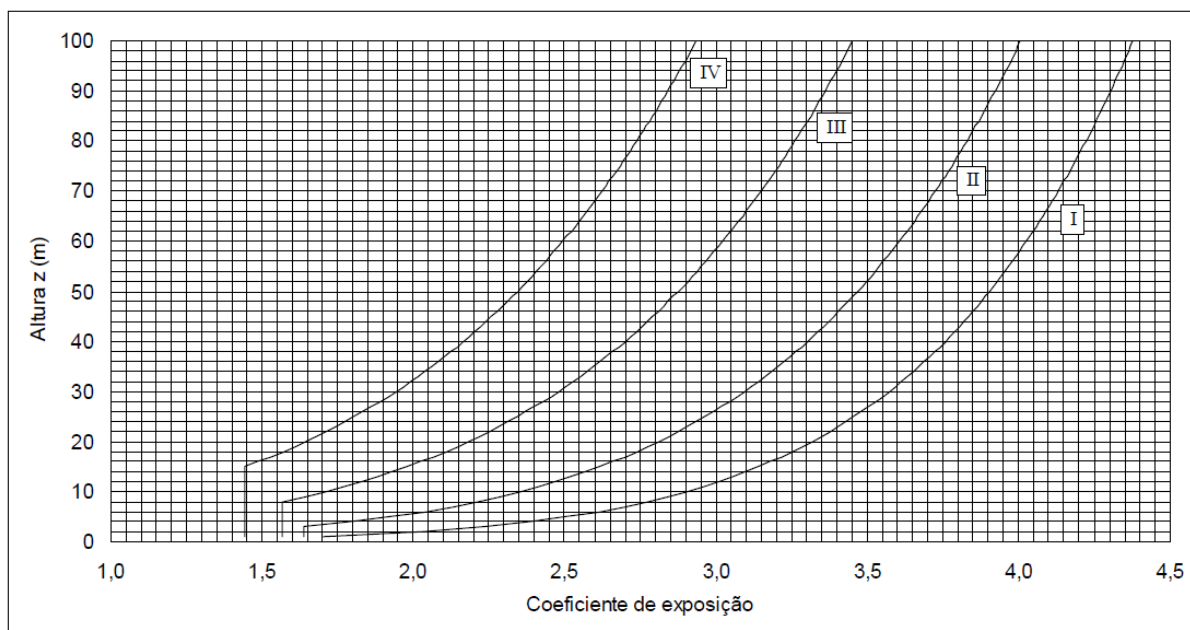


Figura 5.18 – Coeficiente de exposição, $c_e(z)$, para $c_0(z) = 1,0$ e $k_t = 1,0$. NP EN 1991-1-4:2010.

A pressão dinâmica de referência, q_b , é obtida pela expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (5.47)$$

em que:

v_b – valor de referência da velocidade do vento.

O valor do valor de referência da velocidade do vento, v_b , é obtido através da expressão (ponto (2) da secção 4.2 da mesma norma):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (5.48)$$

em que:

c_{dir} – coeficiente de direção;

c_{season} – coeficiente de estação;

$v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento.

De acordo com o referido nas notas 2 e 3 da secção mencionada, recomenda-se que ambos os coeficientes, c_{dir} e c_{season} , adotem o valor de 1,0.

O valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, é fornecido no Anexo Nacional referido. Este valor depende da zona do território onde o terreno se localiza. Para efeitos de quantificação de $v_{b,0}$ considera-se que o País está dividido em duas zonas distintas, a saber:

- Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

A cidade da Trofa localiza-se a, aproximadamente, 10 km da faixa costeira pelo que se conclui que a mesma se insere na Zona A. Assim sendo, de acordo com o Quadro NA.I desse Anexo Nacional:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m. s}^{-1}$$

Aplicando a expressão (5.48) e atendendo às considerações assumidas relativamente aos coeficientes c_{dir} e c_{season} :

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m. s}^{-1}$$

Após a obtenção de v_b e aplicando a expressão (5.47) obtém-se o valor de q_b :

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 = 455,625 \text{ N. m}^{-2}$$

Após o cálculo de q_b é necessário conhecer $c_e(z)$ para então determinar $q_p(z)$.

Uma vez que o terreno de implantação do edifício é plano o coeficiente de orografia, $c_0(z)$, assume o valor de 1,0 – não é necessário ter em conta os efeitos de orografia referidos na secção 4.3.3 da NP EN 1991-1-4:2010 – e o valor recomendado pela norma para o coeficiente de turbulência, k_t , é também igual a 1,0 (secção 4.4, nota 2); assim pode-se recorrer à Figura 5.18 para obter $c_e(z)$.

O coeficiente de exposição, $c_e(z)$, é função da altura do edifício acima do solo, z , e da categoria do terreno onde o mesmo se insere.

De acordo com as definições apresentadas no Quadro NA-4.1 do Anexo Nacional relativamente às diferentes categorias de terreno a considerar e ao que consta da Figura NA.1 do Anexo A, concluiu-se que a categoria de terreno III seria a que se adequava ao tipo de terreno onde o edifício irá ser construído – imediações da Trofa:

- Categoria de terreno III – Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes).

Para z igual a 8,0 m e categoria de terreno III tem-se, através da Figura 5.18:

$$c_e(z) \approx 1,6$$

Finalmente, aplicando a expressão (5.45) obtém-se o valor de $q_p(z)$:

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b = 1,6 \times 455,625 = 0,729 \text{ kN.m}^{-2}$$

ii. Pressões exercidas pelo vento

A pressão que o vento exerce sobre um determinado elemento de uma estrutura divide-se em dois tipos. Por um lado, a pressão que é exercida nas superfícies exteriores, w_e , e, por outro, a que é exercida nas superfícies interiores, w_i ; obtidas através das expressões (5.49) e (5.50), respetivamente. As expressões mencionadas encontram-se na secção 5.2 da NP EN 1991-1-4:2010.

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (5.49)$$

em que:

$q_p(z_e)$ – pressão dinâmica de pico;

z_e – altura de referência para a pressão exterior;

c_{pe} – coeficiente de pressão para a pressão exterior.

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (5.50)$$

em que:

$q_p(z_i)$ – pressão dinâmica de pico;

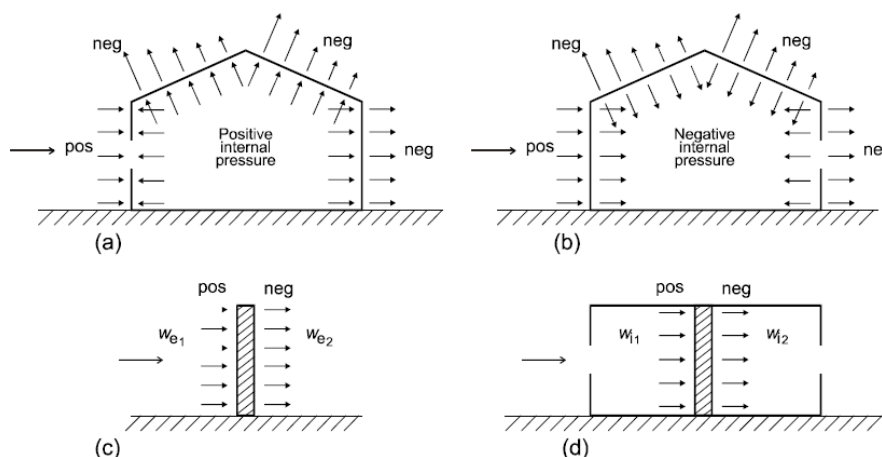
z_i – altura de referência para a pressão interior;

c_{pi} – coeficiente de pressão para a pressão interior.

O valor de $q_p(z)$ é o determinado no ponto i anterior.

Além de introduzidos os conceitos de pressões exterior e interior exercidas pelo vento importa ainda acrescentar um outro conceito, o da pressão resultante.

De acordo com o ponto (3) da secção 5.2 da NP EN 1991-1-4:2010: “a pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em devida conta os seus sinais. Uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, ao passo que uma sucção, atuando com um sentido que se afasta da superfície, é considerada negativa”. Apresentam-se na Figura 5.19 alguns exemplos que ajudam a perceber o enunciado anteriormente.



Legenda:

Positive internal pressure	Pressão interior positiva
Negative internal pressure	Pressão interior negativa

Figura 5.19 – Pressões exercidas sobre elementos de uma estrutura: a) e d) com aberturas na face de incidência do vento; b) e c) sem aberturas na face de incidência do vento. NP EN 1991-1-4:2010.

Conforme se verá mais à frente $z_e = z_i = h$ (altura do edifício), logo a pressão resultante exercida pelo vento num determinado elemento será então obtida através da expressão:

$$w = q_p(z) \times (\overrightarrow{c_{pe}} + \overrightarrow{c_{pi}}) \quad (5.51)$$

Realça-se que deverá ser dada especial atenção ao somatório dos coeficientes $\overrightarrow{c_{pe}}$ e $\overrightarrow{c_{pi}}$ na expressão anterior; os dois coeficientes deverão ser alvo de um somatório vetorial e não algébrico. É necessário

fazer uma interpretação correta do efeito que o vento provoca sobre uma determinada superfície, sobremaneira no caso dos coeficientes de pressão interior, $\overrightarrow{c_{pi}}$, que serão resultado, no caso em estudo, do vento que incide sobre a superfície exterior. Importa então entender os exemplos apresentados na Figura 5.19 e reter o que já foi dito anteriormente: pressões exercidas contra a superfície do elemento são consideradas positivas, enquanto que sucções são consideradas negativas.

a. Coeficientes de pressão exterior

A NP EN1991-1-4:2010 fornece dois valores para os coeficientes de pressão exterior, consoante a área da superfície carregada, a saber, $c_{pe,1}$ (coeficientes locais) e $c_{pe,10}$ (coeficientes globais). Os valores de $c_{pe,1}$ destinam-se, de acordo com a nota 1 da secção 7.2.1 da norma mencionada, ao “cálculo de elementos de pequena dimensão e de ligações com uma área igual ou inferior a 1 m^2 , tais como elementos de revestimento e elementos de cobertura”, enquanto que os valores de $c_{pe,10}$ “poderão ser utilizados para o cálculo da estrutura resistente global de edifícios”. Uma vez explicada a aplicabilidade de cada um dos coeficientes percebe-se que na análise às pressões que o vento exerce sobre a cobertura deverão ser tidos em conta os coeficientes globais, $c_{pe,10}$.

É importante elucidar desde já que os valores de $c_{pe,10}$ fornecidos nos quadros da NP EN1991-1-4:2010 para as direções ortogonais do vento 0° , 90° e 180° “correspondem aos valores mais desfavoráveis de entre os obtidos para uma gama de direções do vento $\theta = \pm 45^\circ$ para cada lado da direção ortogonal considerada” (ponto (2) da secção 7.2.1), o que justifica a análise das pressões exercidas pelo vento apenas nas direções consideradas.

b. Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular

A distribuição das pressões exercidas pelo vento ao longo de uma parede vertical poderá não ser constante; tal distribuição depende da relação entre a altura, h , e a largura, b , do edifício. O resultado desta análise tem influência na altura de referência, z_e , a considerar.

No edifício em estudo $h = 8,00 \text{ m}$ e $b = 16,20 \text{ m}$, pelo que, à luz do que é descrito na secção 7.2.2 da NP EN 1991-1-4:2010 e uma vez que h é inferior a b , o edifício é considerado como tendo uma única parte e deverá ser assumido que $z_e = h$ e $q_p(z_e) = q_p(z)$.

A Figura 5.20 ilustra as considerações tomadas.

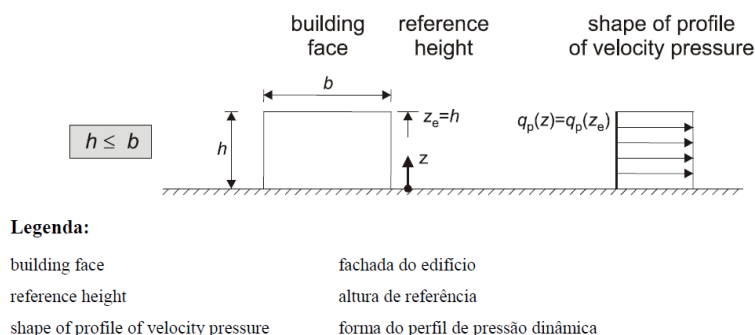
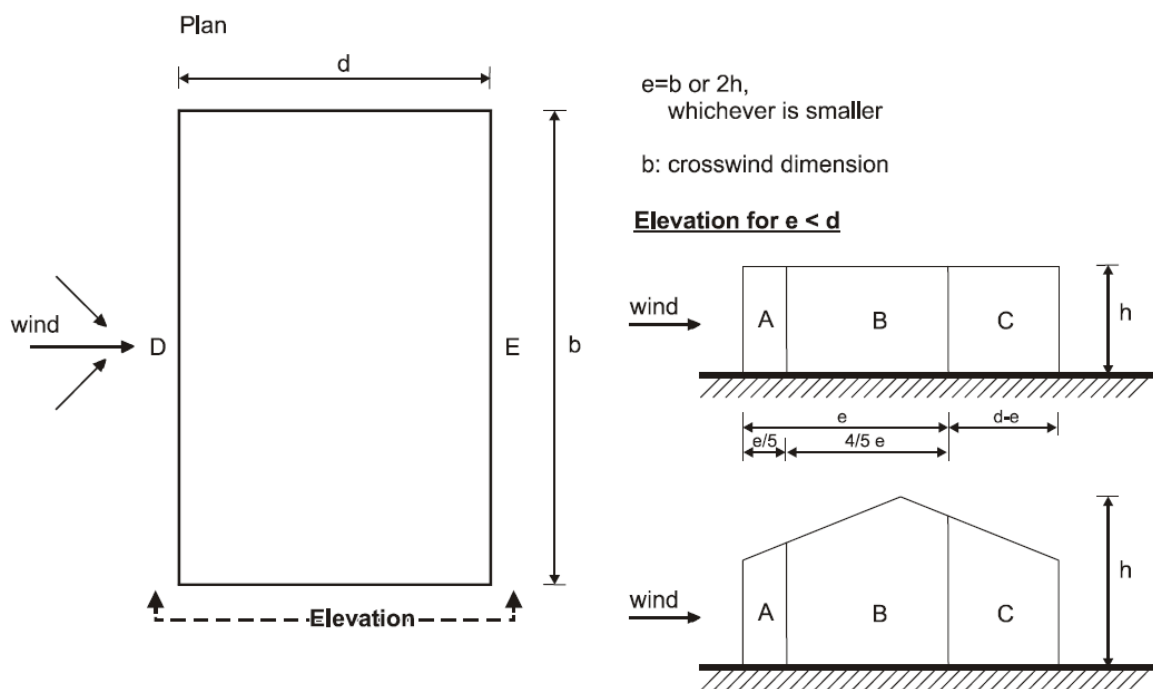


Figura 5.20 – Altura de referência, z_e , em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica.

NP EN 1991-1-4:2010.

O Quadro 7.1 da norma apresenta valores de $c_{pe,10}$ para cinco zonas distintas, a saber, A a E. A consideração de todas estas zonas ou apenas de algumas delas depende do valor de e (expressão (5.52)), que diz respeito ao menor dos valores de b e $2h$, conforme ilustrado na Figura 5.21.

$$e = \min\{b; 2h\} [m] \quad (5.52)$$



Legenda:

plan	planta
elevation for ...	alçado para ...
wind	vento
$e=b$ or $2h$, whichever is smaller	e = menor valor de entre b e $2h$
crosswind dimension	dimensão transversal à direcção do vento

Figura 5.21 – Zonas em paredes verticais. NP EN 1991-1-4:2010.

Quando o vento incide segundo a direcção $\theta = 0^\circ$ (conforme ilustrado na Figura 5.21), $b = 30,30 \text{ m}$ e $h = 8,00 \text{ m}$, logo:

$$e = \min\{30,30; 16,00\} = 16,00 \text{ m}$$

Uma vez que e é menor que d (igual a 16,20 m), é necessário ter em consideração as cinco zonas mencionadas *supra*.

Os valores de $c_{pe,10}$ fornecidos no já referido Quadro 7.1 da norma estão organizados em função de uma relação h/d . Consta-se que a relação h/d do edifício em estudo é igual a 0,49, distinto dos valores de h/d encontrados no Quadro 7.1. Ao abrigo da nota 1 da secção 7.2.2 realizou-se uma interpolação linear para obter os valores de $c_{pe,10}$ que se apresentam no Quadro 5.20.

Quadro 5.20 – Valores dos coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, para paredes verticais de edifícios de planta retangular.

Zona	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
0,49	-1,2	-0,8	-0,5	+0,732	-0,364

A Figura 5.22 demonstra como os coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, se distribuem pelas diferentes zonas das paredes do edifício segundo a direcção do vento $\theta = 0^\circ$.

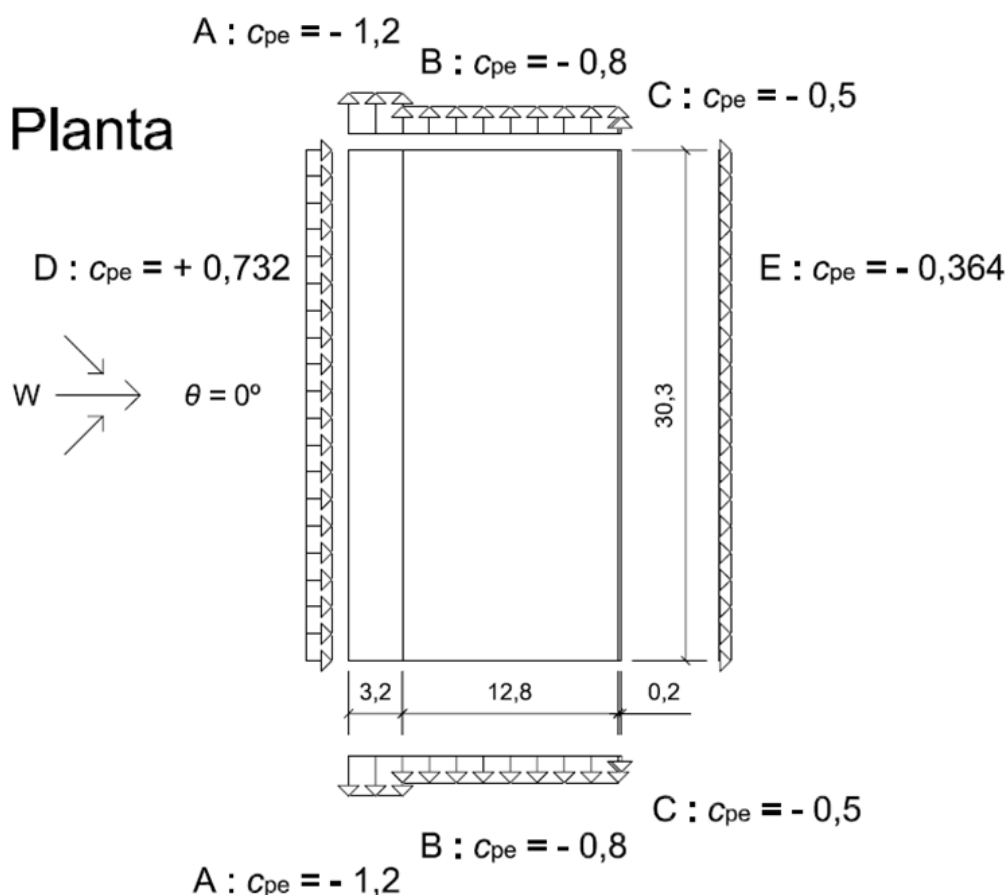


Figura 5.22 – Coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, nas zonas A, B, C, D e E das paredes do edifício segundo a direcção do vento $\theta = 0^\circ$.

Por outro lado, no caso em que o vento incide sobre o edifício segundo a direção $\theta = 90^\circ$; $b = 16,20 \text{ m}$ e $h = 8,00 \text{ m}$, logo:

$$e = \min\{16,20; 16,00\} = 16,00 \text{ m}$$

Verifica-se, novamente, que e é menor que d (igual a 30,30 m) e, portanto, é necessário ter em consideração as cinco zonas.

A relação h/d é, neste caso, igual a 0,26, sendo preferível adotar os valores de $c_{pe,10}$ que constam no Quadro 5.20 relativos à relação h/d igual a 0,25.

A Figura 5.23 demonstra como os coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, se distribuem pelas diferentes zonas das paredes do edifício quando o vento incide segundo a direção $\theta = 90^\circ$.

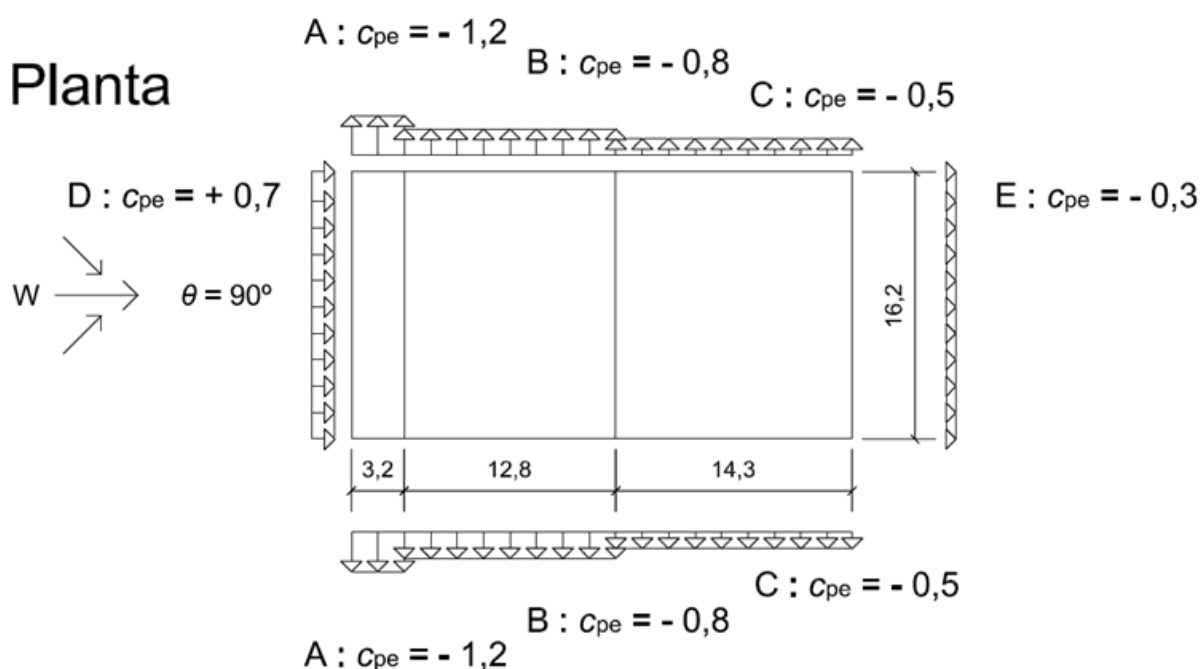
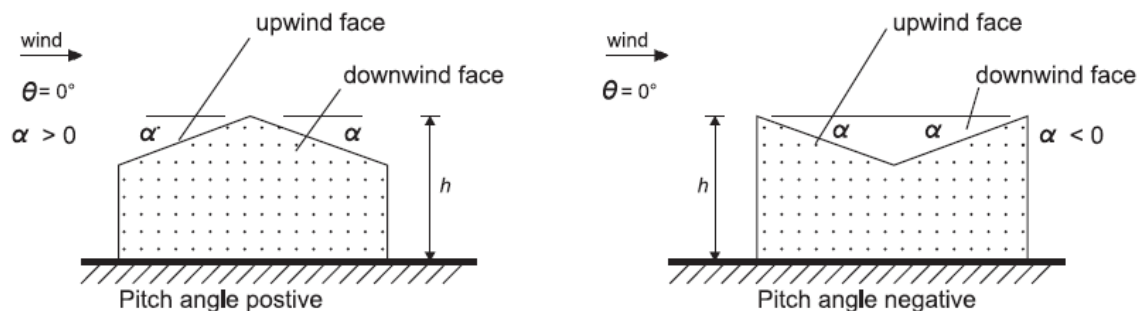


Figura 5.23 – Coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, nas zonas A, B, C, D e E das paredes do edifício segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$.

c. Coeficientes de pressão exterior para a cobertura

O edifício em estudo é constituído por uma cobertura de duas vertentes com ângulo de inclinação, α , igual a $+18^\circ$, segundo o ilustrado na Figura 5.24.

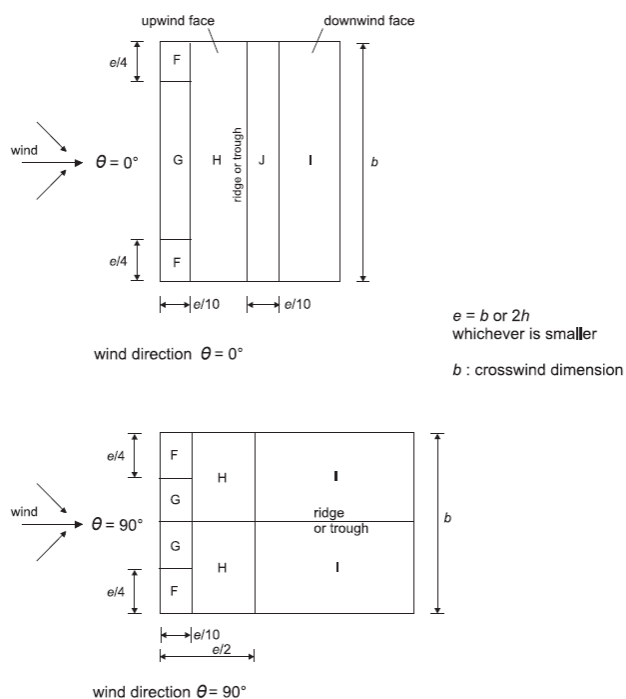


Legenda:

wind	vento
upwind face	vertente de barlavento
downwind face	vertente de sotavento
pitch angle positive	ângulo de inclinação positivo
pitch angle negative	ângulo de inclinação negativo

Figura 5.24 – Ângulo de inclinação, α , da cobertura. NP EN 1991-1-4:2010.

Conforme referido na secção 7.2.5 da NP EN 1991-1-4:2010 a cobertura deverá ser dividida em zonas, conforme é demonstrado na Figura 5.25.



Legenda:

wind	vento	wind direction $\theta = 0^\circ$	direcção do vento $\theta = 0^\circ$
upwind face	vertente de barlavento	wind direction $\theta = 90^\circ$	direcção do vento $\theta = 90^\circ$
downwind face	vertente de sotavento	$e = b \text{ or } 2h$, whichever is smaller	e = menor valor de entre b e $2h$
ridge or trough	cumeeira ou revesa	crosswind dimension	dimensão transversal à direcção do vento

Figura 5.25 – Zonas a considerar em coberturas de duas vertentes. NP EN 1991-1-4:2010.

Quando o vento incide segundo a direção $\theta = 0^\circ$ as zonas F, G, H e I distribuem-se pela cobertura conforme o desenho da planta do edifício ilustrado na Figura 5.26a.

Para esta direção: $b = 30,30 \text{ m}$ e $h = 8,00 \text{ m}$, logo:

$$e = \min\{30,30; 16,00\} = 16,00 \text{ m}$$

Se o vento incidir segundo a direção $\theta = 90^\circ$ (conforme ilustrado na Figura 5.25); $b = 16,20 \text{ m}$ e $h = 8,00 \text{ m}$, tal que:

$$e = \min\{16,20; 16,00\} = 16,00 \text{ m}$$

A distribuição pela cobertura das zonas F a I, quando o vento incide segundo a direção $\theta = 90^\circ$, faz-se de acordo com a Figura 5.26b.

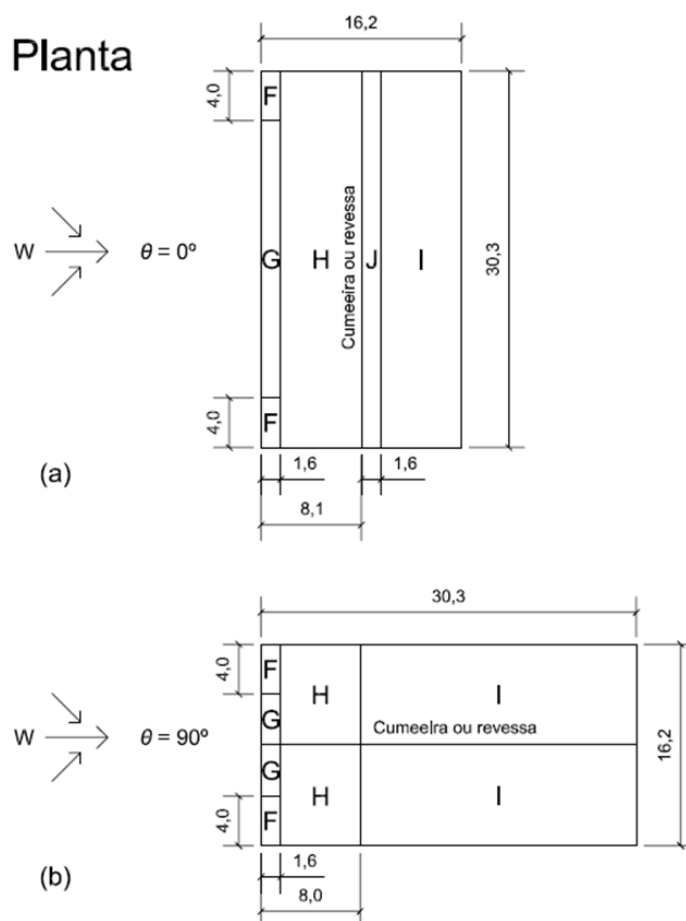


Figura 5.26 – Zonas em coberturas de duas vertentes: a) segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$; b) segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$.

Os Quadros 7.4a e 7.4b da secção 7.2.5 da NP EN 1991-1-4:2010 fornecem os valores para os coeficientes de pressão exterior, $c_{pe,10}$, relativos às coberturas de duas vertentes para a direção do vento $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$, respetivamente.

Para $\alpha = +18^\circ$ e com o vento a incidir segundo a direção $\theta = 0^\circ$, obtêm-se os valores de $c_{pe,10}$ apresentados no Quadro 5.21. Realça-se que os valores apresentados, conforme o referido na nota 2 do mesmo Quadro 7.4a, são resultado de uma interpolação linear que foi realizada entre os valores de $c_{pe,10}$ (expostos nesse mesmo quadro) para ângulos de inclinação, α , de 15° e 30° .

Quadro 5.21 – Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$.

Zona	F	G	H	I	J
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$+15^\circ$	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0
$+18^\circ$	-0,82	-0,74	-0,28	-0,4	-0,9
	+0,3	+0,3	0,24	+0,0	+0,0
$+30^\circ$	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	+0,7	+0,7	+0,4	+0,0	+0,0

Observando o quadro anterior verifica-se que são atribuídos dois valores distintos a cada uma das zonas referenciadas no mesmo; um negativo e outro positivo. A explicação para tal motivo prende-se com o facto de a pressão variar rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente do edifício virada a barlavento, quando o vento incide segundo esta direção e o ângulo de inclinação da cobertura situa-se entre $\alpha = -5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$ (nota 1 do Quadro 7.4a referido).

Acrescenta-se ainda, e conforme a mesma nota, que os valores de $c_{pe,10}$ maiores ou menores das zonas F, G e H devem ser combinados com os valores de $c_{pe,10}$ maiores ou menores das zonas I e J, de forma a encontrar os casos mais desfavoráveis. Não é permitida a mistura de valores positivos com negativos numa mesma vertente.

Para $\alpha = +18^\circ$ e o vento a incidir segundo a direção $\theta = 90^\circ$, obtêm-se os valores de $c_{pe,10}$ apresentados no Quadro 5.22 (após interpolação linear entre os valores de $c_{pe,10}$ apresentados no Quadro 7.4b referido, para os ângulos de inclinação $\alpha = +15^\circ$ e $\alpha = +30^\circ$).

Quadro 5.22 – Valores dos coeficientes de pressão exterior para coberturas, $c_{pe,10}$, de duas vertentes segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$.

Zona	F	G	H	I
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$+15^\circ$	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
$+18^\circ$	-1,26	-1,32	-0,64	-0,5
$+30^\circ$	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5

d. Pressão interior

A avaliação dos coeficientes de pressão interior, c_{pi} , foram obtidos de acordo com o que está apresentado na secção 7.2.9 da NP EN 1991-1-4:2010.

De acordo com o ponto (1) desta secção deverá ser estudada a combinação mais desfavorável das pressões exterior e interior, sendo que as mesmas consideram-se como atuando em simultâneo.

A definição dos valores de c_{pi} depende de uma interpretação correta dos conceitos e definições apresentados na secção mencionada. O exercício que se impõe não é tão intuitivo como aquele que foi levado a cabo para a definição dos valores de $c_{pe,10}$.

O conceito que se enquadra no caso do edifício em estudo para a definição dos valores de c_{pi} é o de face predominante, apresentado no ponto (4) desta secção: “Uma face de um edifício deve ser considerada como predominante quando a área das aberturas nessa face é pelo menos o dobro da área das aberturas e de outras vias de passagem de ar nas faces restantes do edifício considerado”.

Conforme pode ser verificado na Figura 5.27, a fachada do picadeiro (corpo localizado à direita na Figura 5.27), virada a poente, contém uma entrada de cerca de 16 m², por onde o vento penetrará em caso de forte intempérie e cuja dimensão é superior ao dobro das restantes aberturas localizadas no picadeiro – nas outras faces localizam-se algumas aberturas de pequena dimensão, nomeadamente, janelas abertas (que em caso de forte intempérie estarão fechadas), cuja permeabilidade não é significativa.



Figura 5.27 – Alçado poente – cortesia GEPEC.

Uma vez que o edifício possui uma face predominante deve-se considerar que os valores de c_{pi} são uma fração dos valores de c_{pe} ao nível das aberturas na face predominante (ponto (5) da secção 7.2.9).

Por outro lado a área das aberturas na face predominante pode ser considerada igual a, pelo menos, três vezes a área das aberturas localizadas nas outras faces do edifício; recorreu-se à seguinte expressão para determinar os valores de c_{pi} :

$$c_{pi} = 0,90 \times c_{pe} \quad (5.53)$$

Observando a Figura 5.22 verifica-se que quando o vento incide segundo a direção $\theta = 0^\circ$ a face predominante é atravessada pelas zonas A, B e C. Mas uma vez que a abertura nessa face se localiza na zona B, o valor de $c_{pe,10}$ que importa reter é o relativo a essa zona – $c_{pe,10} = -0,8$ (sucção).

Quando a direção do vento a estudar é a relativa a $\theta = 90^\circ$ conclui-se que, de acordo com a Figura 5.23, o valor de $c_{pe,10}$ a ter em conta é o que diz respeito à zona D – $c_{pe,10} = 0,7$ (pressão sobre os elementos).

O Quadro 5.23 apresenta os valores de c_{pi} , depois de aplicada a expressão (5.53), que serão utilizados posteriormente em conjunto com os valores de $c_{pe,10}$ no sentido de encontrar as pressões resultantes na cobertura.

Quadro 5.23 – Valores dos coeficientes de pressão interior, c_{pi} , para coberturas de duas vertentes segundo as direções do vento $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$.

Zona	B	D
θ	c_{pi}	c_{pi}
0°	-0,72	-
90°	-	+0,63

e. Esquemas representativos dos coeficientes de pressão na cobertura de duas vertentes

As figuras que se apresentam nesta fase do trabalho têm como objetivo elucidar de forma esquemática a orientação dos coeficientes de pressão anteriormente determinados, ajudando ainda a perceber para cada caso se o vento está a exercer sobre a superfície forças de pressão ou de sucção.

Como já referido anteriormente, quando o vento incide segundo a direção $\theta = 0^\circ$ é necessário realizar uma série de combinações entre os coeficientes de pressão exterior, c_{pe} , de forma a encontrar o caso mais desfavorável. As combinações estudadas foram as seguintes, de acordo com o referido na nota 1 do Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4:2010:

- Combinação 1 – Valores negativos de c_{pe} das zonas F, G e H e valores negativos de c_{pe} das zonas I e J;
- Combinação 2 – Valores negativos de c_{pe} das zonas F, G e H e valores positivos de c_{pe} das zonas I e J;
- Combinação 3 – Valores positivos de c_{pe} das zonas F, G e H e valores negativos de c_{pe} das zonas I e J;
- Combinação 4 – Valores positivos de c_{pe} das zonas F, G e H e valores positivos de c_{pe} das zonas I e J.

O estudo segundo esta direção foi ainda dividido em três partes distintas, de acordo com a Figura 5.26a, a saber:

- Parte 1 – De 0,00 m até 4,00 m;
- Parte 2 – De 4,00 m até 26,30 m;
- Parte 3 – De 26,30 m até 30,30 m (coeficientes de pressão iguais à Parte 1).

As Figuras 5.28 a 5.31 dizem respeito aos resultados obtidos para a direção do vento $\theta = 0^\circ$.

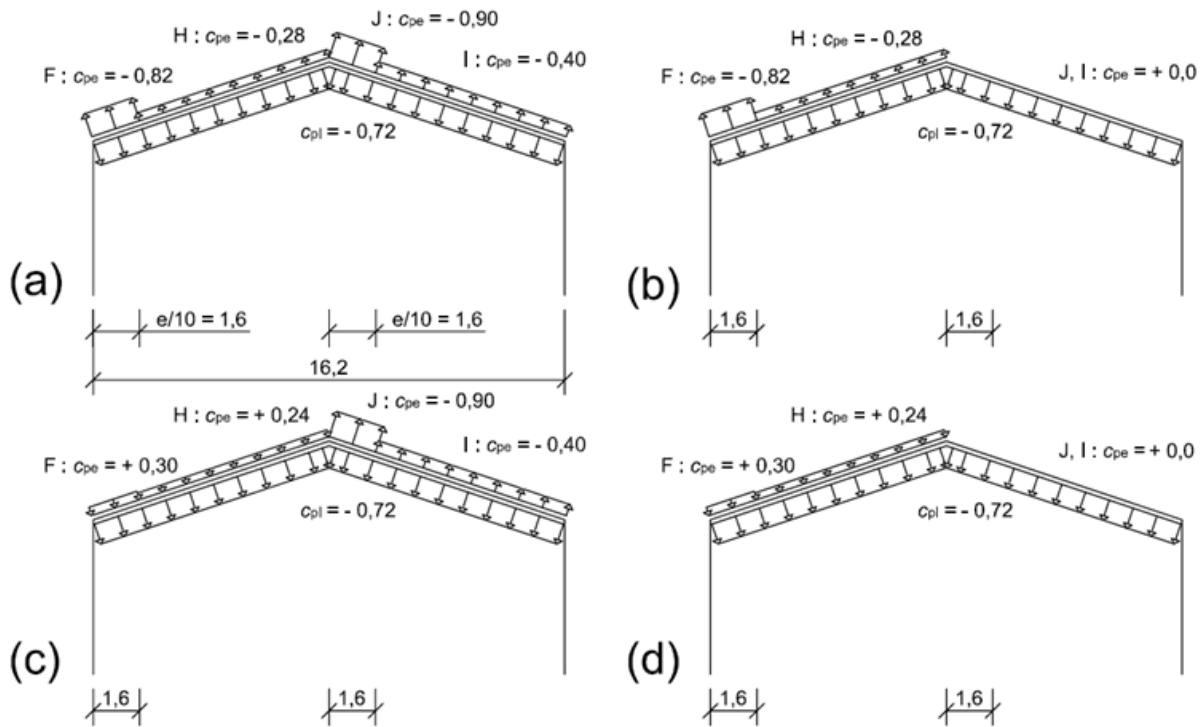


Figura 5.28 – Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} , nas superfícies da cobertura para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

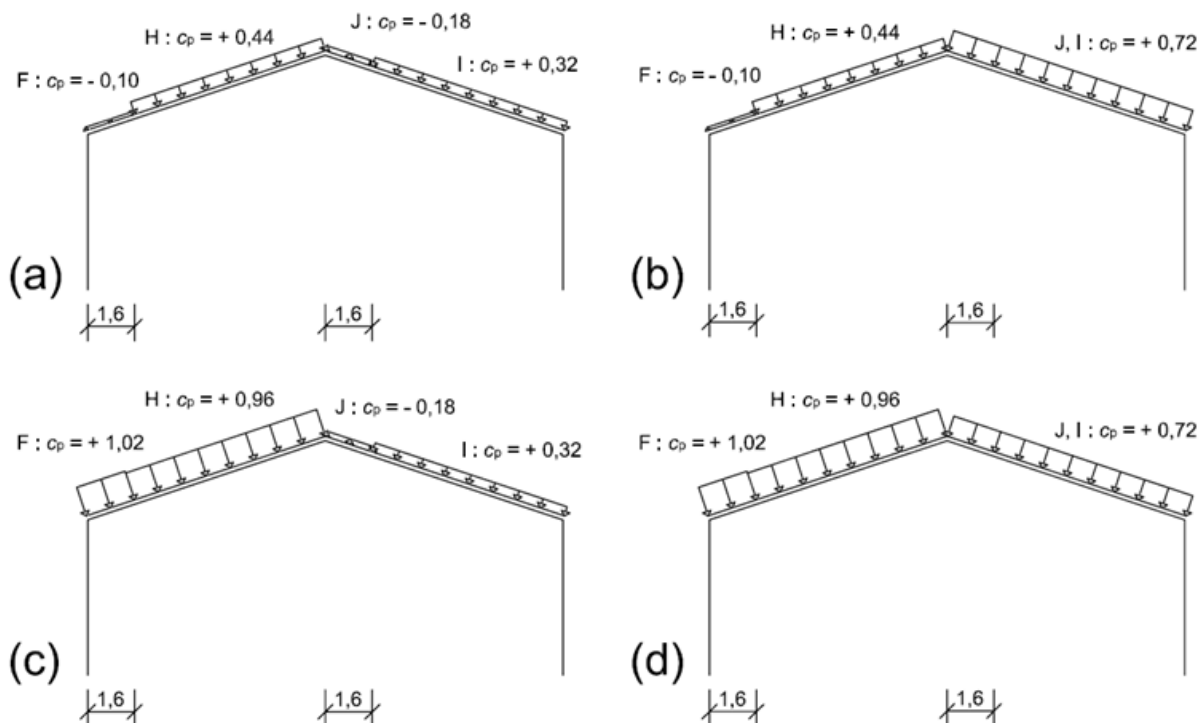


Figura 5.29 – Coeficientes de pressão resultantes, c_p , nas superfícies da cobertura para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

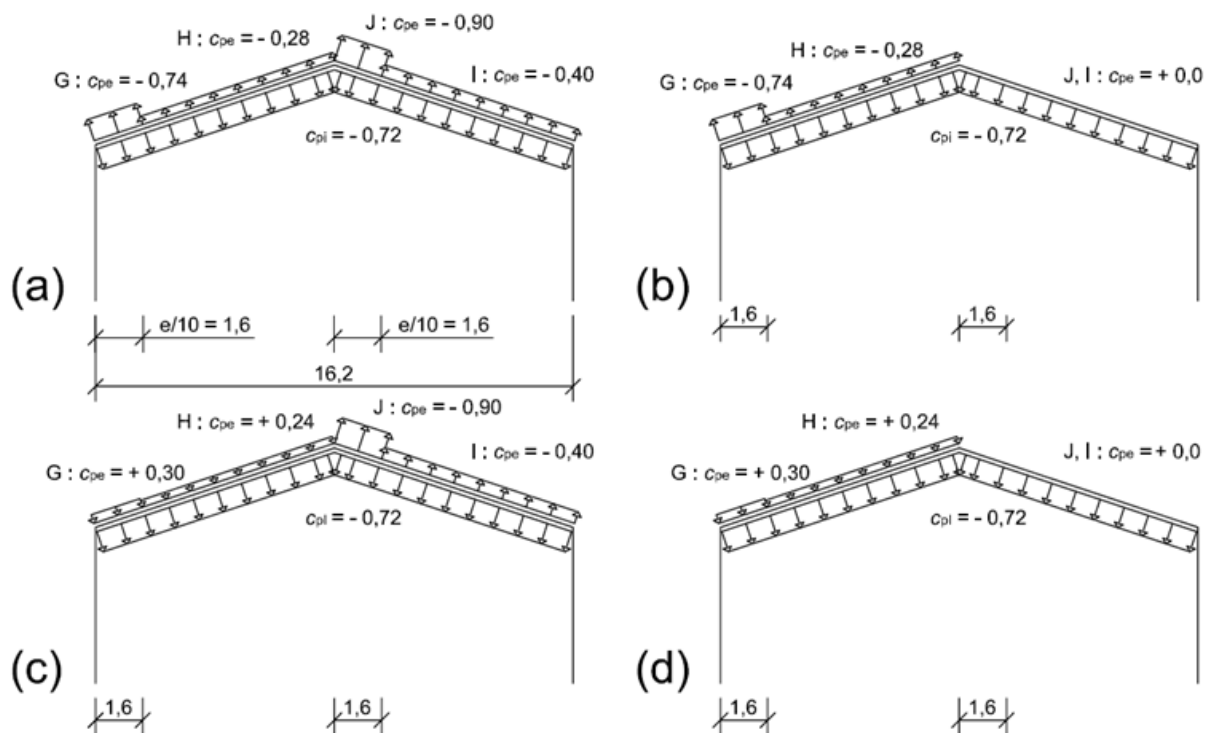


Figura 5.30 – Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} , nas superfícies da cobertura para a Parte 2:
a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

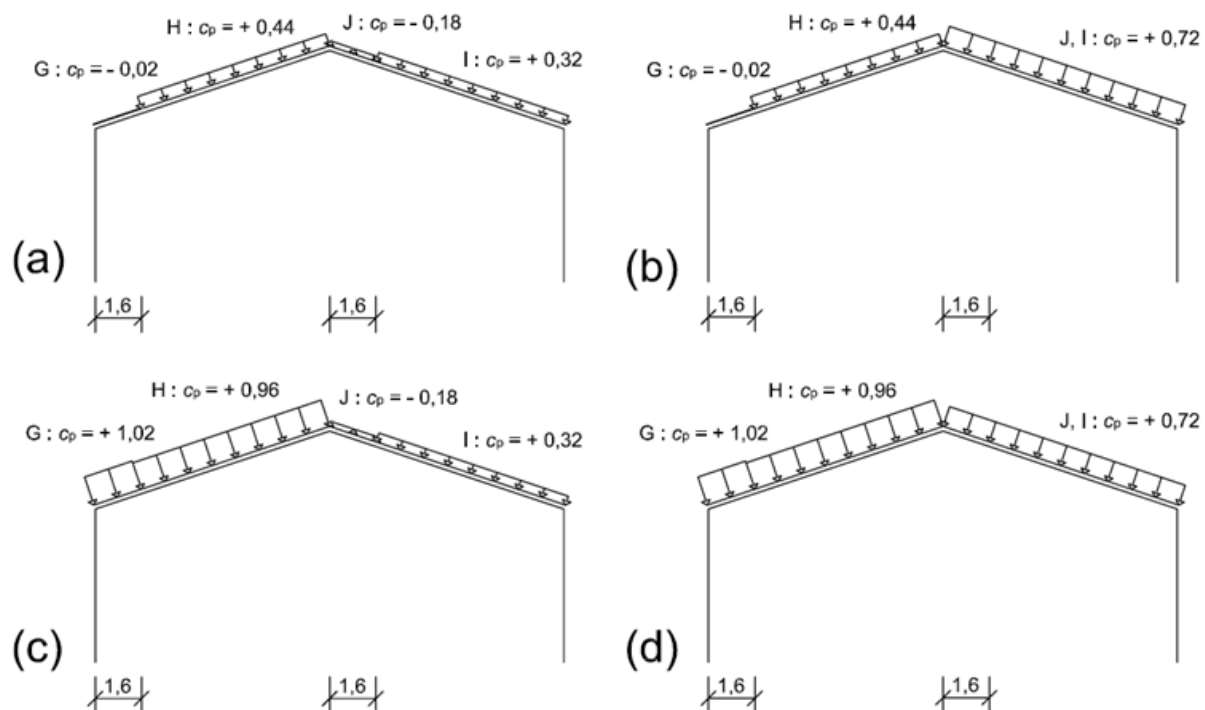


Figura 5.31 – Coeficientes de pressão resultantes, c_p , nas superfícies da cobertura para a Parte 2:
a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

As Figuras 5.32 a 5.34 retratam os resultados obtidos para os diferentes coeficientes de pressão quando o vento incide segundo a direção $\theta = 90^\circ$.

Acrescenta-se ainda que o estudo segundo esta direção foi dividido em três partes distintas, de acordo com a Figura 5.26b, a saber:

- Parte 1 – De 0,00 m até 1,60 m;
- Parte 2 – De 1,60 m até 8,00 m;
- Parte 3 – De 8,00 m até 30,30 m.

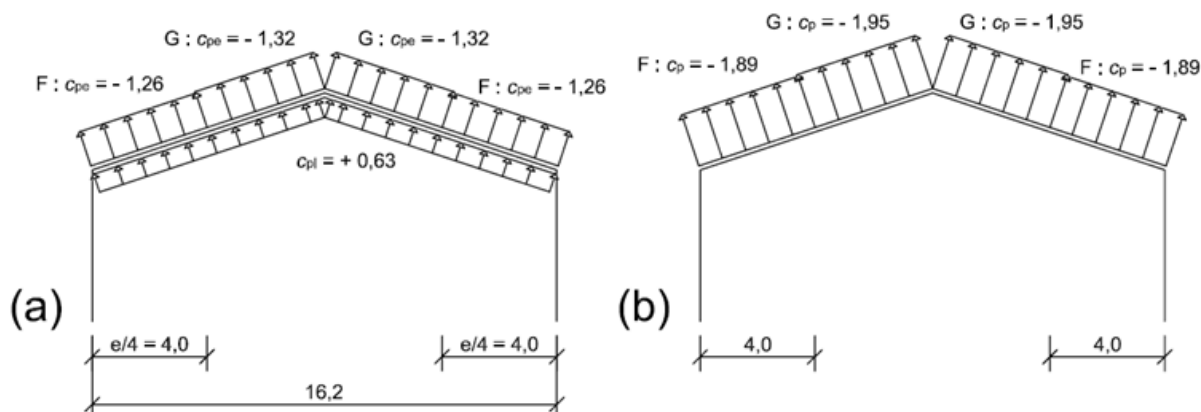


Figura 5.32 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 1: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p .

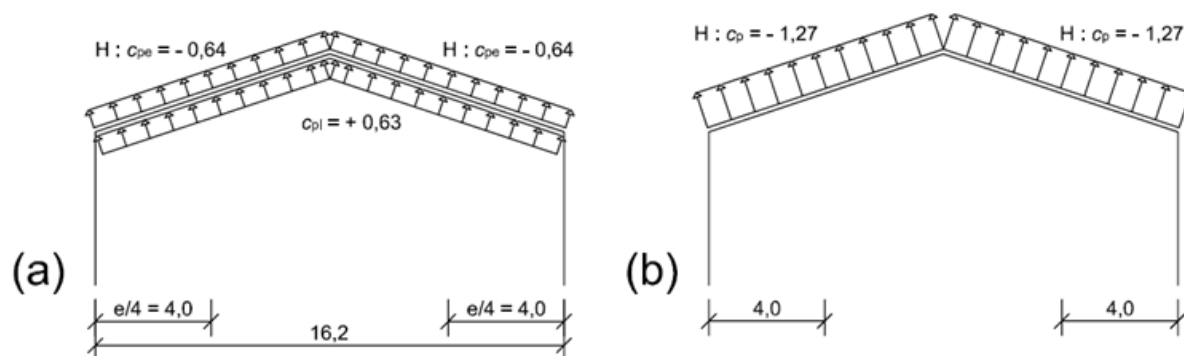


Figura 5.33 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 2: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p .

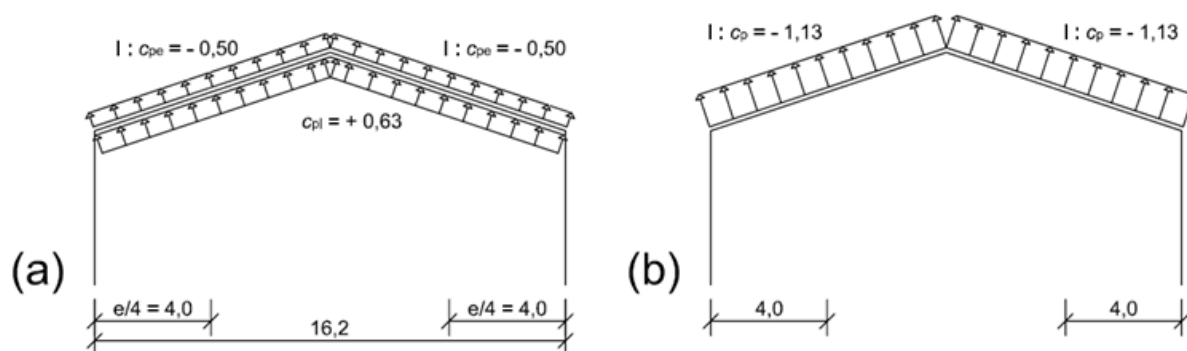


Figura 5.34 – Coeficientes de pressão nas superfícies da cobertura para a Parte 3: a) Coeficientes de pressões exterior e interior, c_{pe} e c_{pi} ; b) Coeficientes de pressão resultantes, c_p .

f. Esquemas representativos da pressão exercida pelo vento sobre a cobertura

Encontrados os coeficientes de pressão resultantes sobre as superfícies da cobertura segundo as duas direções estudadas, estão criadas as condições para quantificar as pressões resultantes exercidas pelo vento, w (kN.m^{-2}).

Os Quadros 5.24 a 5.26 e as Figuras 5.35 a 5.37 reproduzem os resultados obtidos após a aplicação da expressão (5.51).

Quadro 5.24 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para as Partes 1 e 3.

Zona	F	G	H	I	J
Combinação	w	w	w	w	w
1	-0,073	-	+0,321	+0,233	-0,131
2	-0,073	-	+0,321	+0,525	+0,525
3	+0,744	-	+0,700	+0,233	-0,131
4	+0,744	-	+0,700	+0,525	+0,525

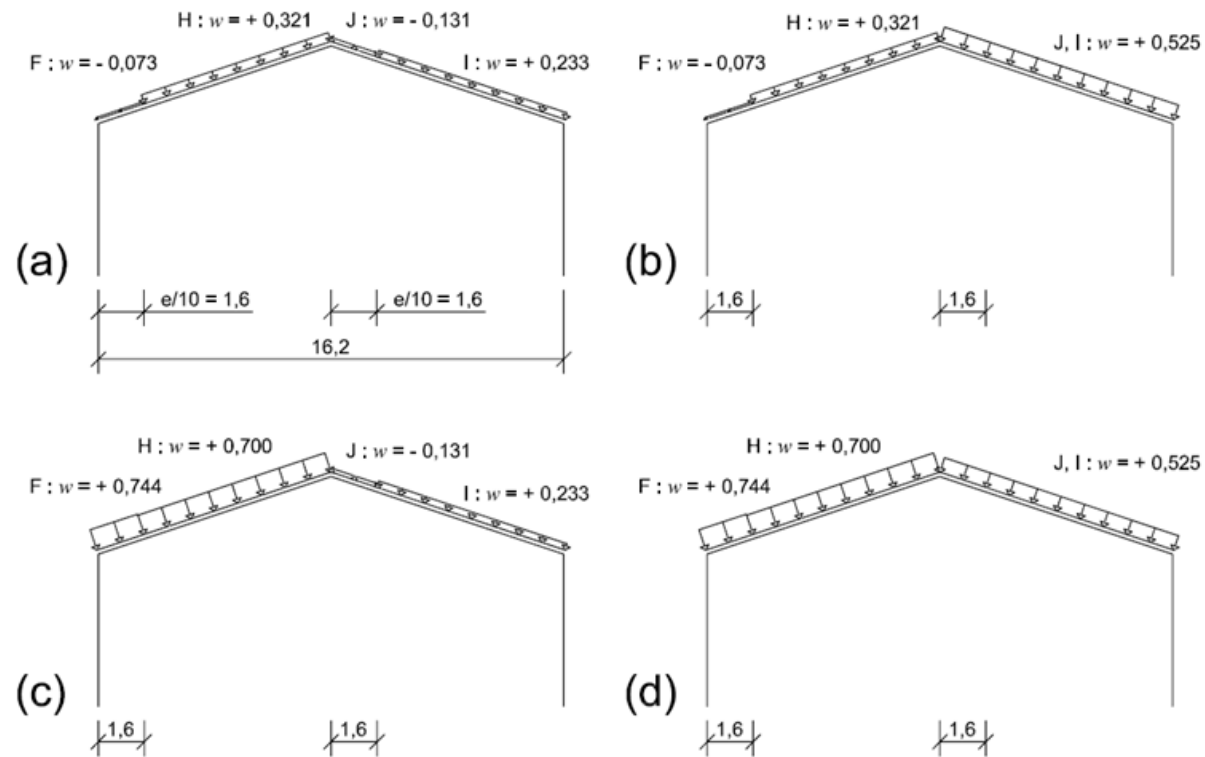


Figura 5.35 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para as Partes 1 e 3: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

Quadro 5.25 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$, para a Parte 2.

Zona	F	G	H	I	J
Combinação	w	w	w	w	w
1	-	-0,015	+0,321	+0,233	-0,131
2	-	-0,015	+0,321	+0,525	+0,525
3	-	+0,744	+0,700	+0,233	-0,131
4	-	+0,744	+0,700	+0,525	+0,525

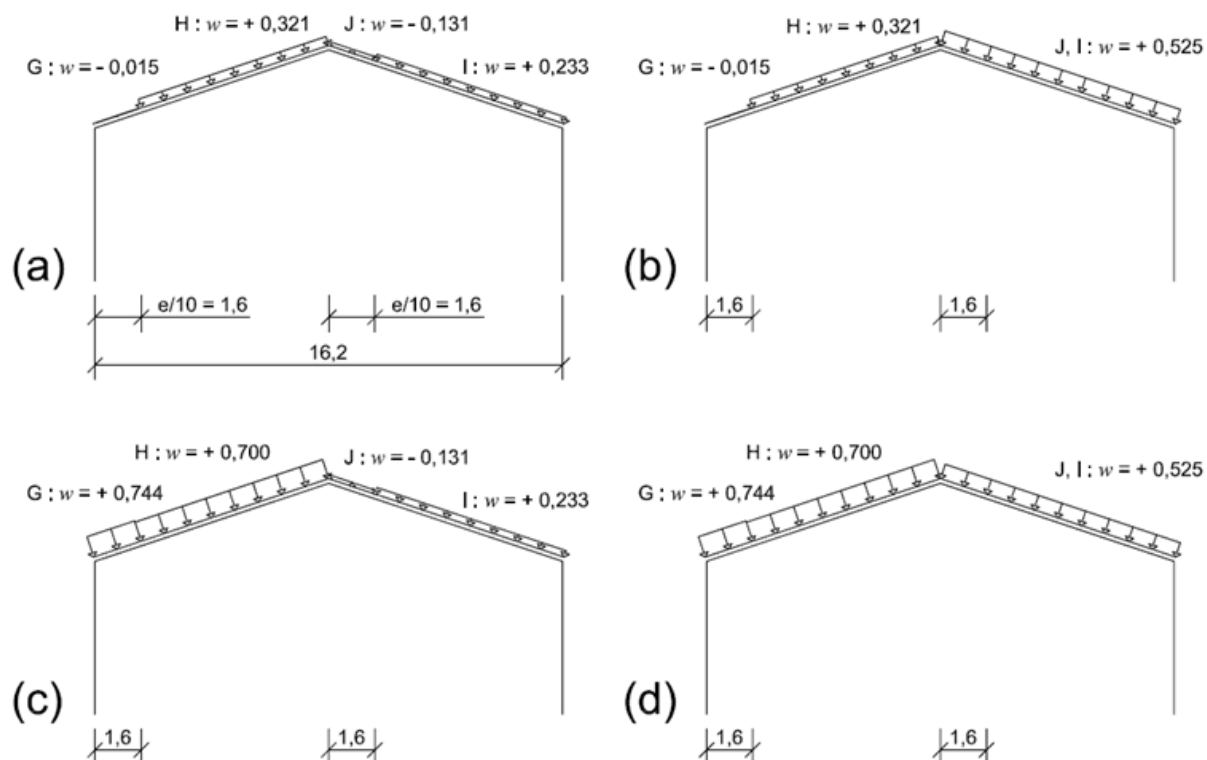


Figura 5.36 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$ para a Parte 2: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação 3; d) Combinação 4.

Quadro 5.26 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$, para as Partes 1, 2 e 3.

Zona	F	G	H	I
Parte	w	w	w	w
1	-1,378	-1,422	-	-
2	-	-	-0,926	-
3	-	-	-	-0,824

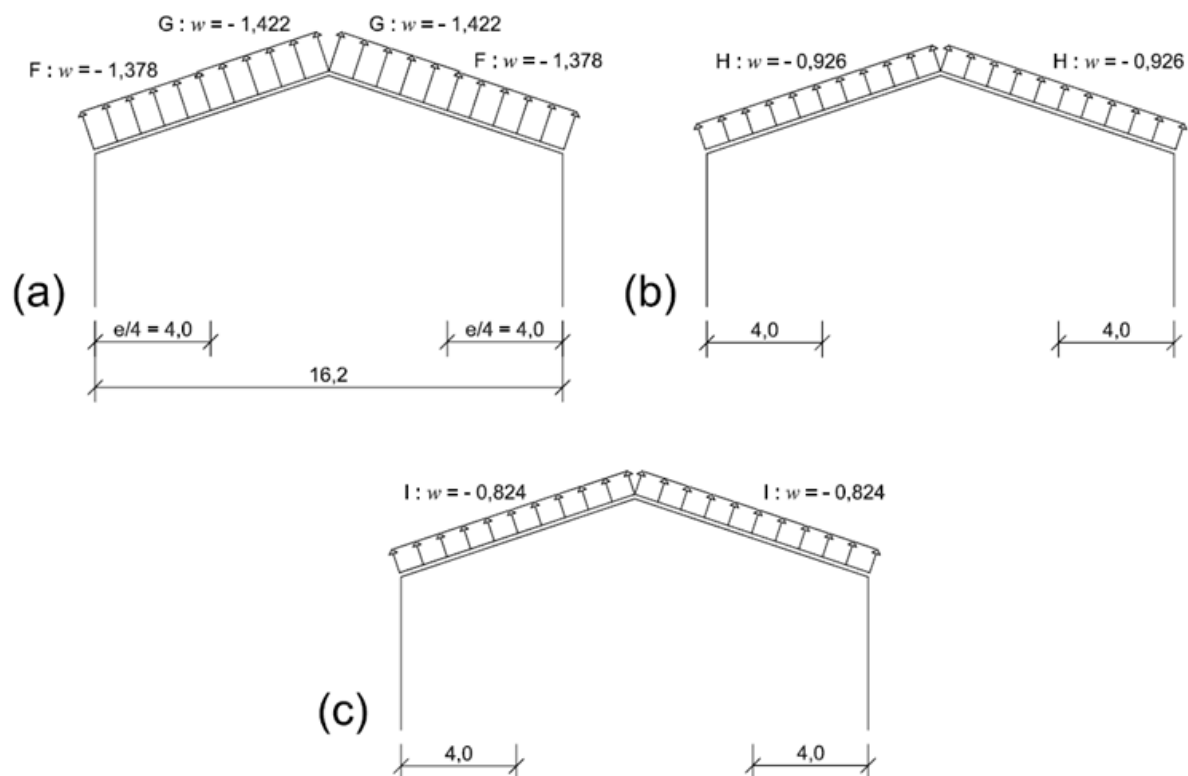


Figura 5.37 – Pressões resultantes, w (kN.m^{-2}), exercidas pelo vento sobre as superfícies da cobertura segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$: a) Parte 1; b) Parte 2; c) Parte 3.

As Figuras 5.38 e 5.39 apresentam uma planta do edifício com as zonas que foram definidas de acordo com a secção 7.2.5 da NP EN 1991-1-4:2010 e com os valores de w mais condicionantes.

Planta

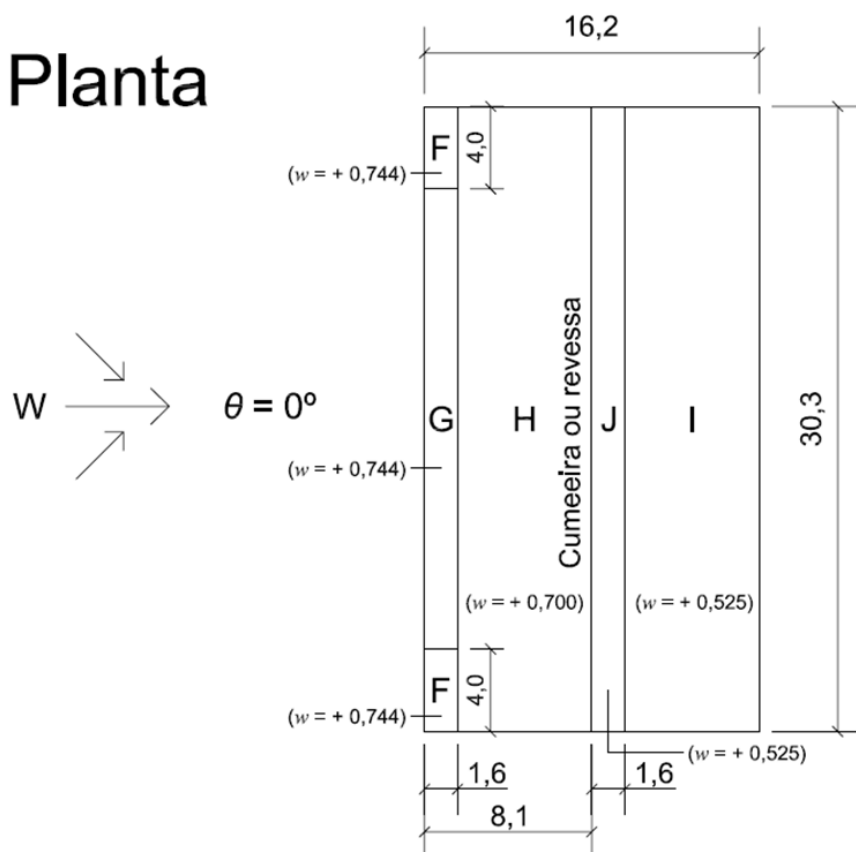


Figura 5.38 – Valores de w (kN.m²) a considerar nas diferentes zonas do edifício segundo a direção do vento $\theta = 0^\circ$.

Planta

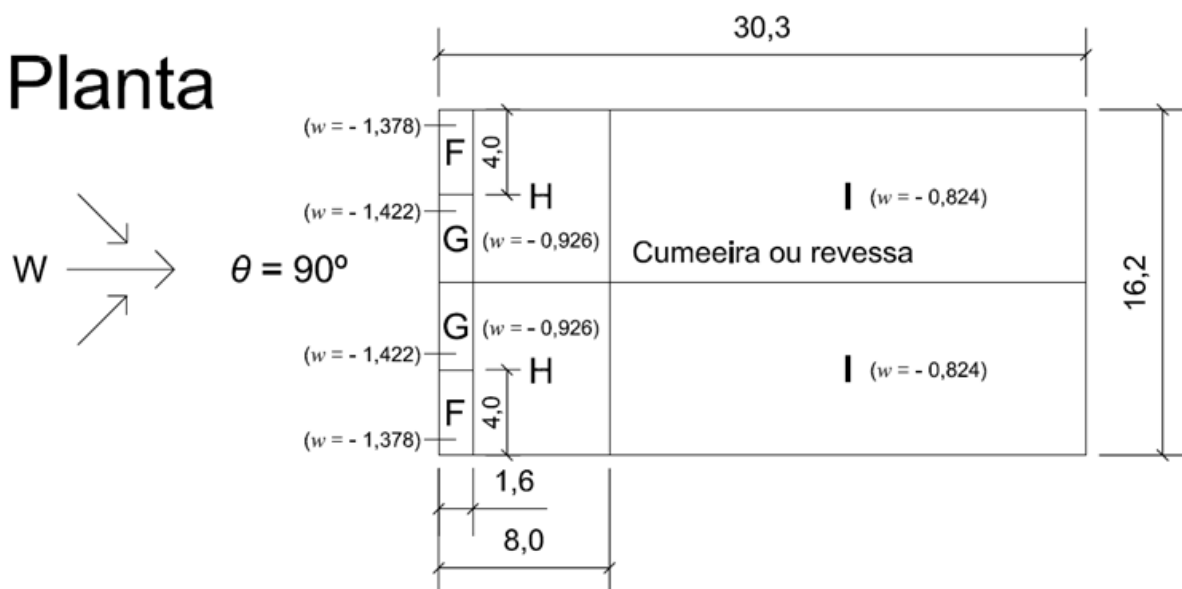


Figura 5.39 – Valores de w (kN.m²) a considerar nas diferentes zonas do edifício segundo a direção do vento $\theta = 90^\circ$.

5.7 GEOMETRIA DA ASNA

As asnas que compõem a estrutura da cobertura apresentam a geometria ilustrada na Figura 5.40; geometria essa que é um requisito do projeto de arquitetura. A asna é constituída por diferentes elementos, a saber: duas pernas, duas escoras, uma linha e um pendural.

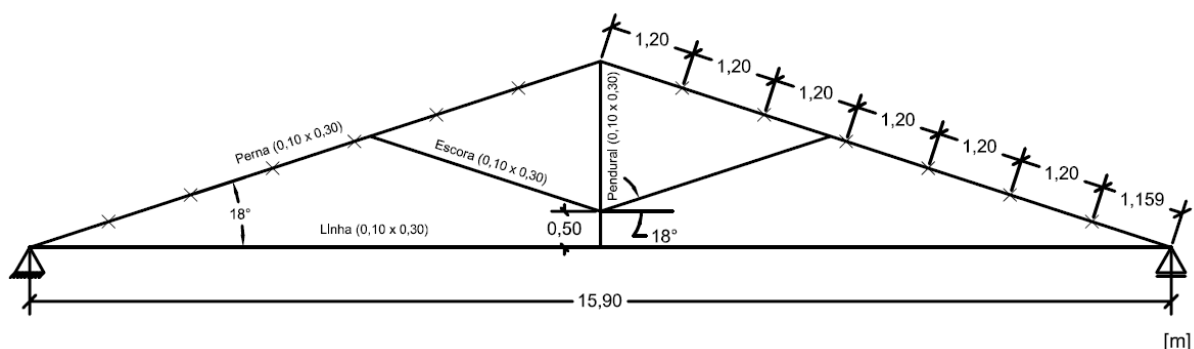


Figura 5.40 – Geometria da asna e condições de apoio.

Na Figura 5.40 pode observar-se a posição que as madres vão ocupar nas pernas das asnas, fruto do seu espaçamento, e_m , definido no subcapítulo 5.6.1.6, bem como as dimensões atribuídas, em fase preliminar, às secções dos elementos que compõem as asnas, a saber: 0,10 m x 0,30 m.

A Figura 5.41 apresenta os comprimentos dos elementos que compõem as asnas.

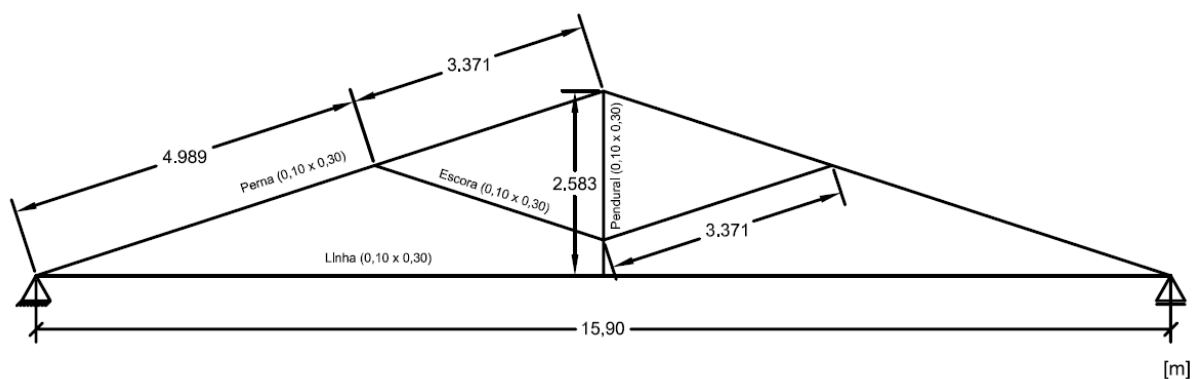


Figura 5.41 – Comprimentos dos elementos que compõem a asna.

5.8 CONDIÇÕES DE APOIO

Na modelação da estrutura assumiu-se, no que à forma como as asnas e madres são ligadas aos seus apoios diz respeito, que ambas são simplesmente apoiadas.

Em relação às asnas um dos apoios é simples (de reação vertical) e o outro é triplo (de reação vertical e de reação nos eixos \overline{xx} e \overline{yy}). As madres são simplesmente apoiadas entre as asnas.

5.9 MODELAÇÃO DA COBERTURA

Uma vez conhecido o projeto de arquitetura do edifício, definidos os elementos que compõem o mesmo e quantificadas as ações, é o momento de avançar para a modelação da estrutura em estudo, recorrendo ao *software* de análise de estruturas Autodesk Robot Structural Analysis Professional (adiante designado por Autodesk® Robot™).

O objetivo é avaliar os esforços atuantes nas asnas da cobertura, de forma a realizar o seu pré-dimensionamento. Para cumprir este objetivo foi criado no *software* Autodesk® Robot™ um modelo global da estrutura (ver Figura 5.42) constituído por asnas e madres (cuja secção foi definida no subcapítulo 5.6.1.6).

A cobertura será composta por cinco asnas, espaçadas entre si à distância de 5,0 m. Considerou-se que o vão da linha das asnas é de 15,9 m e a distância da primeira e última asnas às paredes do edifício é, igualmente, de 5,0 m. A estrutura da cobertura possui, portanto, um comprimento de 30,0 m e uma largura de 15,9 m.

Conforme referido anteriormente, decidiu-se adotar secções de 0,10 m × 0,30 m para os diferentes elementos que compõem a cobertura (ver Figura 5.40)

A inclinação da cobertura, α , assume o valor de 18°.

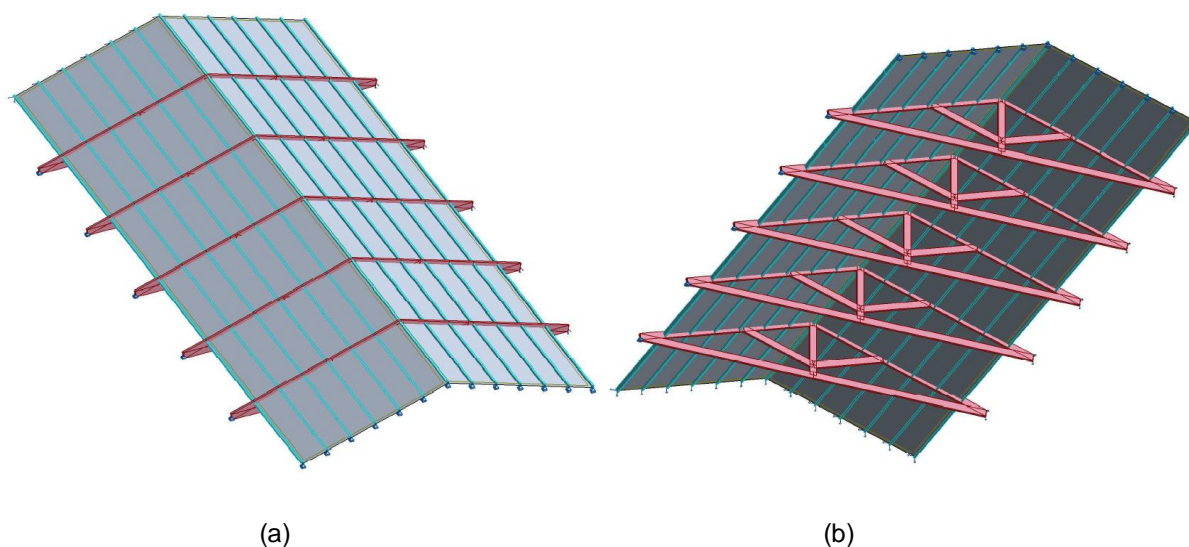


Figura 5.42 – Modelo global da estrutura da cobertura criado no *software* Autodesk® Robot™: a) vista exterior; b) vista interior.

A Figura 5.43 apresenta o sistema de coordenadas adotado no *software* Autodesk® Robot™. Como se pode verificar este sistema de coordenadas está em consonância com o adotado pela EN 1995-1-1:2004 (ver Figura 4.1).

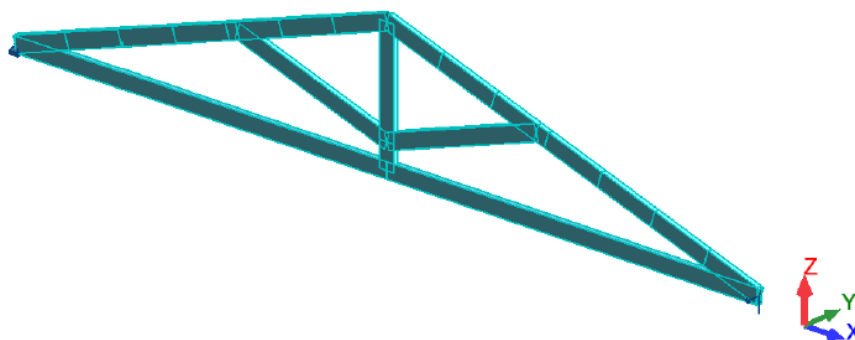


Figura 5.43 – Sistema de coordenadas adotado no software Autodesk® Robot™.

5.10 AÇÕES

Como já referido no subcapítulo 5.6.1, assumiu-se que as cargas quantificadas em 5.6.1.1 a 5.6.1.5 descarregam sobre as madres. Uma vez conhecido o espaçamento entre madres, e_m , foi possível transformar essas ações em cargas uniformemente distribuídas (kN.m^{-1}).

Foram introduzidas no modelo da estrutura vinte e oito cargas, sendo que uma delas diz respeito ao peso próprio das madres e das asnas e as restantes vinte e sete às cargas uniformemente distribuídas referidas *supra*. A Figura 5.44, retirada do software Autodesk® Robot™, demonstra esse conjunto de cargas.

Case	Load type	Load values (m) (kN) (Deg)
1:PP	self-weight	'PZ Negative Factor=1,00
2:Telha	uniform load	'PZ=-0,600(kN/m)
3:Ripas	uniform load	'PZ=-0,015(kN/m)
4:POEXP	uniform load	'PZ=-0,018(kN/m)
5:Barrotes	uniform load	'PZ=-0,045(kN/m)
6:Forro	uniform load	'PZ=-0,073(kN/m)
7:Telha_Ult	uniform load	'PZ=-0,590(kN/m)
8:Ripas_Ult	uniform load	'PZ=-0,015(kN/m)
9:POEXP_Ult	uniform load	'PZ=-0,018(kN/m)
10:Barrotes_Ult	uniform load	'PZ=-0,044(kN/m)
11:Forro_Ult	uniform load	'PZ=-0,072(kN/m)
13:Sob_Ult	uniform load	'PZ=-0,472(kN/m)
12:Sob	uniform load	'PZ=-0,480(kN/m)
19:Vento_0_F_Ult	uniform load	'PZ=-0,878(kN/m) local
20:Vento_0_G_Ult	uniform load	'PZ=-0,878(kN/m) local
16:Vento_0_H	uniform load	'PZ=-0,840(kN/m) local
17:Vento_0_I	uniform load	'PZ=-0,630(kN/m) local
21:Vento_0_L_Ult	uniform load	'PZ=-0,619(kN/m) local
18:Vento_0_J	uniform load	'PZ=-0,630(kN/m) local
22:Vento_90_F	uniform load	'PZ=1,654(kN/m) local
26:Vento_90_F_Ult	uniform load	'PZ=1,625(kN/m) local
23:Vento_90_G	uniform load	'PZ=1,706(kN/m) local
24:Vento_90_H	uniform load	'PZ=1,111(kN/m) local
27:Vento_90_H_Ult	uniform load	'PZ=1,092(kN/m) local
25:Vento_90_I	uniform load	'PZ=0,989(kN/m) local
28:Vento_90_L_Ult	uniform load	'PZ=0,972(kN/m) local

Figura 5.44 – Cargas introduzidas no modelo da estrutura da cobertura construído no software Autodesk® Robot™.

As cargas que se apresentam na Figura 5.44 (valores em kN.m^{-1}) com o índice 'Ult' dizem respeito àquelas que atuam sobre a madre que fica mais perto do apoio da asna. Os valores destas cargas são diferentes devido ao facto da área de influência desta madre ser inferior à das restantes (ver Figuras 5.40 e 5.45).

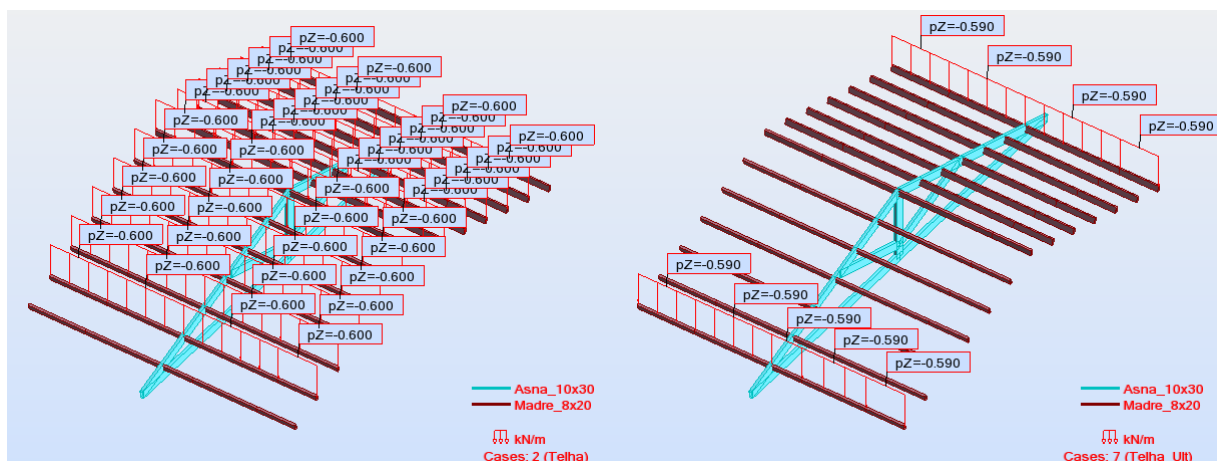


Figura 5.45 – Colocação da carga relativa ao peso próprio da telha nas madres da cobertura.

5.11 ESFORÇOS RESULTANTES

Após realizada a tramitação inerente à criação do modelo global da estrutura, solicitou-se ao *software* Autodesk® Robot™ que calculasse os esforços atuantes nessa mesma estrutura.

Apresentar-se-ão, de seguida, um conjunto de diagramas de esforços que permitirão perceber qual o nível de esforços atuantes em cada um dos elementos que constituem as asnas e, concomitantemente, realizar o pré-dimensionamento das suas secções.

Os resultados apresentados dizem respeito à asna que se localiza mais perto da entrada do edifício localizada a ponte (adiante designada por Asna 1) – ver alínea d do ponto ii do subcapítulo 5.6.2.2. Esta asna apresenta os resultados mais condicionantes para a combinação de ações ELU_2 , quando o vento atua como ação variável de base. No que diz respeito às restantes combinações de ações, ambas as cinco asnas que compõem a estrutura da cobertura apresentam iguais resultados.

Realça-se que a convenção do *software* utilizado para os sinais dos esforços axiais é a seguinte:

- Compressão – sinal \oplus ;
- Tração – sinal \ominus .

No entanto, à exceção das figuras retiradas do *software* Autodesk® Robot™, a convenção adotada neste trabalho para os sinais positivos dos esforços axiais, N , transversos, V e momento fletor, M é a apresentada na Figura 5.46.

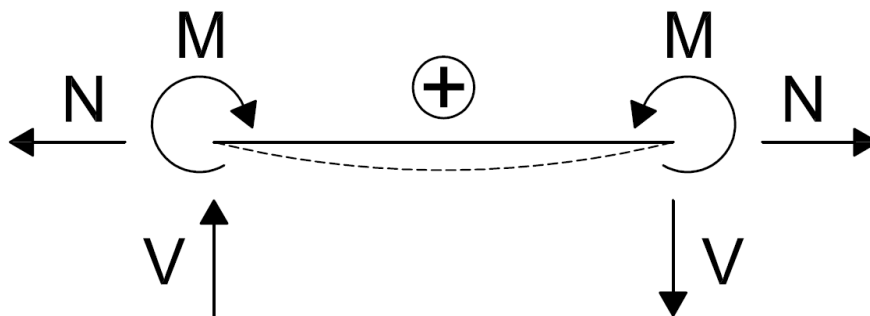


Figura 5.46 – Convenção adotada para os sinais positivos dos esforços N , V e M nas extremidades de um trecho de um elemento linear.

5.11.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 1

Para a combinação de ações ELU_1 , definida no subcapítulo 5.4.1.1, obtiveram-se os diagramas de esforço axial, N_{Ed} , esforço transversal, V_{Ed} , e momentos fletores, $M_{Ed,y}$, representados nas Figuras 5.47 a 5.49. A Figura 5.47 apresenta, ainda, as reações nos apoios, R_z .

Os esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 na combinação de ações ELU_1 podem ser consultados no Quadro 5.27.

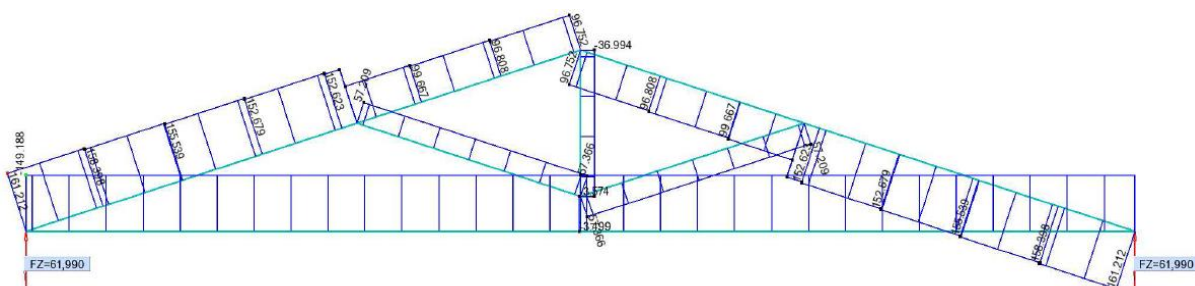


Figura 5.47 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU_1).

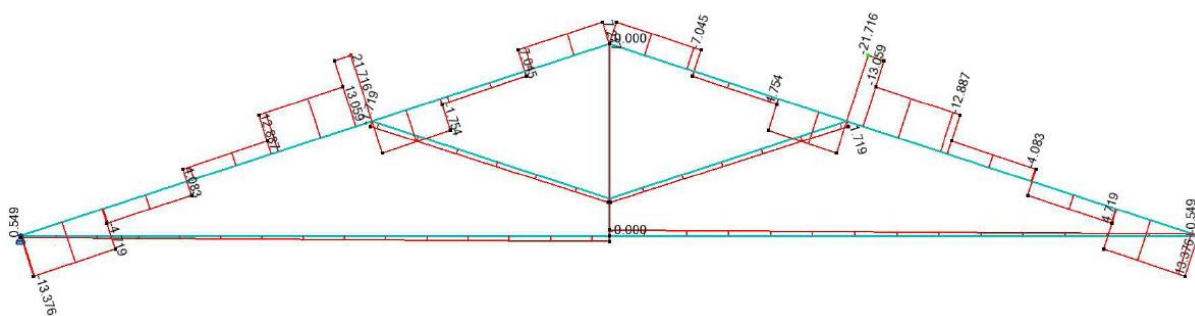


Figura 5.48 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU_1).

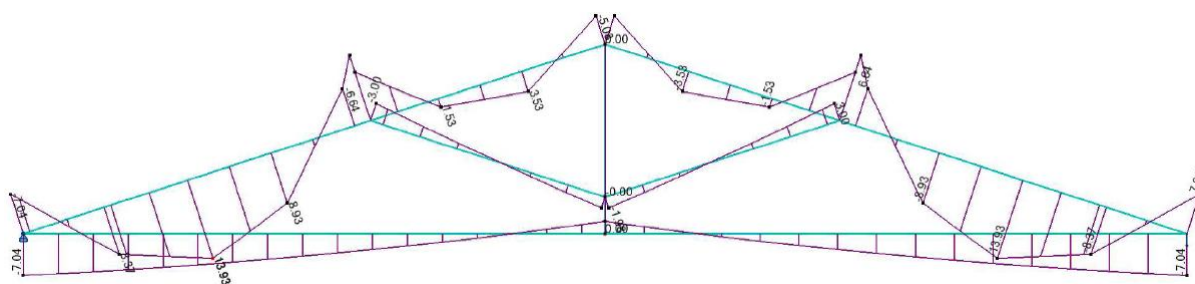


Figura 5.49 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU₁).

Quadro 5.27 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU₁.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)
Perna	-161,2	13,9
Linha	+149,2	7,0
Escora	-57,3	3,0
Pendural	+37,0	-

5.11.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 2

As Figuras 5.50 a 5.52 representam os resultados obtidos para a combinação de ações ELU₂, definida no subcapítulo 5.4.1.2. O Quadro 5.28 reproduz os esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 para essa combinação de ações.

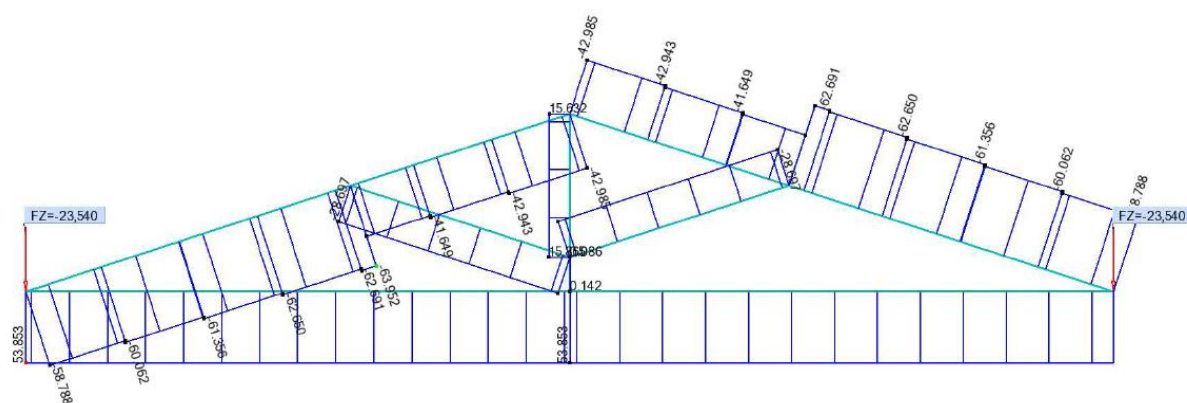


Figura 5.50 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU₂).

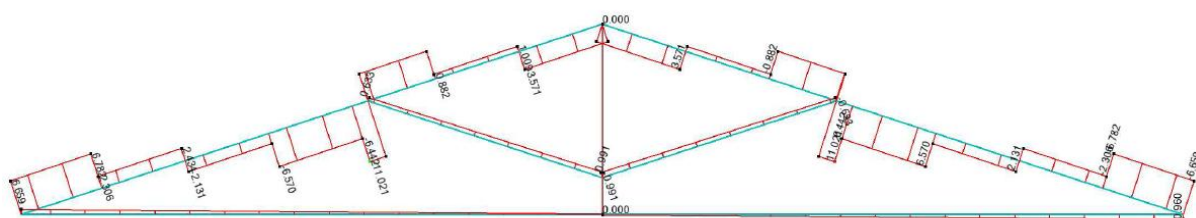


Figura 5.51 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU₂).

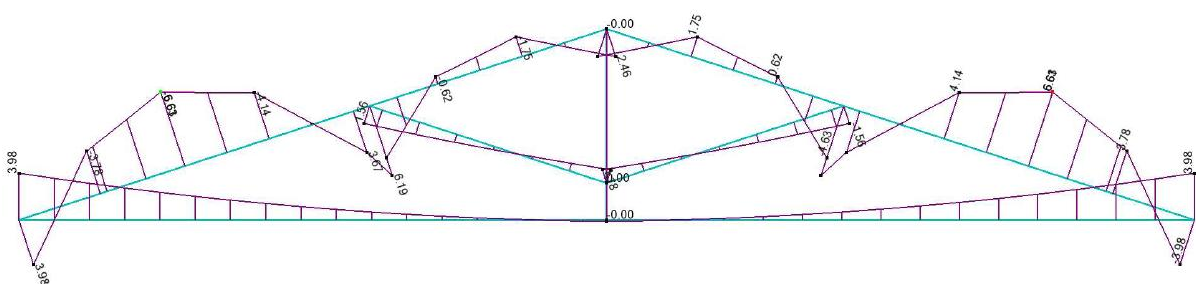


Figura 5.52 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU₂).

Quadro 5.28 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU₂.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)
Perna	+58,9	6,6
Linha	-55,9	4,0
Escora	+28,6	1,6
Pendural	-15,9	-

A observação dos diagramas de esforços atuantes permite concluir dois aspetos importantes: que devido à ação do vento se verifica uma inversão de esforços violenta; e que, embora se tivesse ligado o pendural à linha no modelo de cálculo, o esforço que aí se desenvolve é muito baixo.

5.12 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DAS ASNAS

Conhecidos os esforços atuantes máximos em cada um dos elementos que constituem as asnas, é altura de realizar um pré-dimensionamento das secções de cada um desses elementos.

Este pré-dimensionamento consistiu em arbitrar uma determinada secção para os elementos da Asna 1, calcular as tensões de flexão nas fibras superior, $\sigma_{Ed,sup}$, e inferior, $\sigma_{Ed,inf}$, dessa secção e comparar esse valor com os valores de cálculo das resistências da madeira lamelada colada da classe GL24h. Nos casos em que o elemento está sujeito a esforços simultâneos de compressão e flexão o valor da

tensão resistente foi afetada de um coeficiente devido a efeitos de encurvadura, χ , igual a 0,7 (valor arbitrado).

Este processo iterativo foi realizado com o auxílio de uma folha de cálculo criada no *software* Microsoft® Office® Excel®.

Decidiu-se adotar as soluções que resultam do pré-dimensionamento das secções dos elementos da Asna 1 para as restantes 4 asnas que fazem parte da estrutura da cobertura do edifício em estudo.

Adotou-se um valor de 120 mm para a base das secções dos elementos, b , e fez-se variar o valor da altura dos mesmos, h , de acordo com a espessura das lamelas (40 mm).

As pernas, linha e escoras da Asna 1 estão sujeitas a flexão composta. O cálculo da tensão em elementos sujeitos a flexão composta, $\sigma_{Ed,fc}$, é, de acordo com o sistema de coordenadas adotado no *software* Autodesk® Robot™, obtida através da expressão (5.23).

Nenhum dos elementos da asna está sujeito a momentos fletores em torno do eixo de rotação $\bar{x}\bar{x}$, pelo que o cálculo da $\sigma_{Ed,fc}$ foi realizado de acordo com a expressão:

$$\sigma_{Ed,fc} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} \times z \quad (5.54)$$

O valor de I_y foi determinado através da expressão (5.13).

Por seu turno, o valor de $f_{m,g,d}$ é calculado recorrendo-se à expressão (4.19), afetado o coeficiente χ nos casos mencionados anteriormente.

Para que o pré-dimensionamento da secção do elemento seja validada assegurou-se a condição (5.41), ou seja:

$$\sigma_{Ed} \leq f_{m,g,d}$$

No Quadro 5.29 podem ser observadas as secções adotadas para as pernas, linha e escora das asnas; secções essas que foram determinadas atendendo ao conjunto de critérios adotados. Por serem os condicionantes, os esforços considerados para o pré-dimensionamento destas secções foram os obtidos em relação à combinação de ações ELU₁.

Quadro 5.29 – Pré-dimensionamento das secções das pernas, linha e escoras das asnas.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	$\sigma_{Ed,fc,sup}$ (MPa)	$\sigma_{Ed,fc,inf}$ (MPa)	$f_{m,g,d}$ (MPa)
Perna	-161,2	13,9	0,12	0,36	0,0432	$4,67 \times 10^{-4}$	9,11	1,64	10,75
Linha	149,2	7,0	0,12	0,20	0,0240	$8,0 \times 10^{-5}$	15,02	2,58	15,36
Escora	-57,4	3,0	0,12	0,16	0,0192	$4,1 \times 10^{-5}$	8,85	2,87	10,75

O pendural das asnas está apenas sujeito a esforço axial de tração (ELU₁), N_{Ed} , sendo que a tensão atuante, $\sigma_{Ed,n}$, para este elemento é determinado através da expressão (5.11).

Neste caso, para que o pré-dimensionamento seja realizado em conformidade com a segurança da estrutura, deverá verificar-se que:

$$\sigma_{Ed,n} \leq f_{t,o,g,d} \quad (5.55)$$

em que:

$\sigma_{Ed,n}$ – valor de cálculo da tensão atuante;

$f_{t,o,g,d}$ – valor de cálculo da resistência à tração na direção do fio da madeira lamelada colada.

O valor da resistência de cálculo à tração na direção do fio da madeira lamelada colada, $f_{t,o,g,d}$, é calculada por meio da expressão (4.19).

No Quadro 5.30 apresentam-se os resultados concernentes ao pré-dimensionamento da secção do pendural das asnas.

Quadro 5.30 – Pré-dimensionamento da secção do pendural das asnas.

Elemento	N_{Ed} (kN)	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	$\sigma_{Ed,n}$ (MPa)	$f_{t,o,g,d}$ (MPa)
Pendural	37,0	0,12	0,16	0,0192	$4,10 \times 10^{-5}$	1,93	10,56

Conforme se verifica no Quadro 5.30 o valor de $\sigma_{Ed,n}$ é francamente inferior ao valor de $f_{t,o,g,d}$, o que poderia parecer apontar para o sobredimensionamento injustificado da secção do pendural. Na verdade, e mediante os esforços atuantes, não seria necessário adotar uma solução tão robusta. Esta opção é tomada devido a dois motivos: um de índole estética e outro relacionado com as ligações dos elementos que compõem as asnas (tema que será abordado *infra*).

A Figura 5.53 ilustra um novo modelo global da estrutura, que foi criado de acordo com os resultados apresentados nos Quadros 5.29 e 5.30.

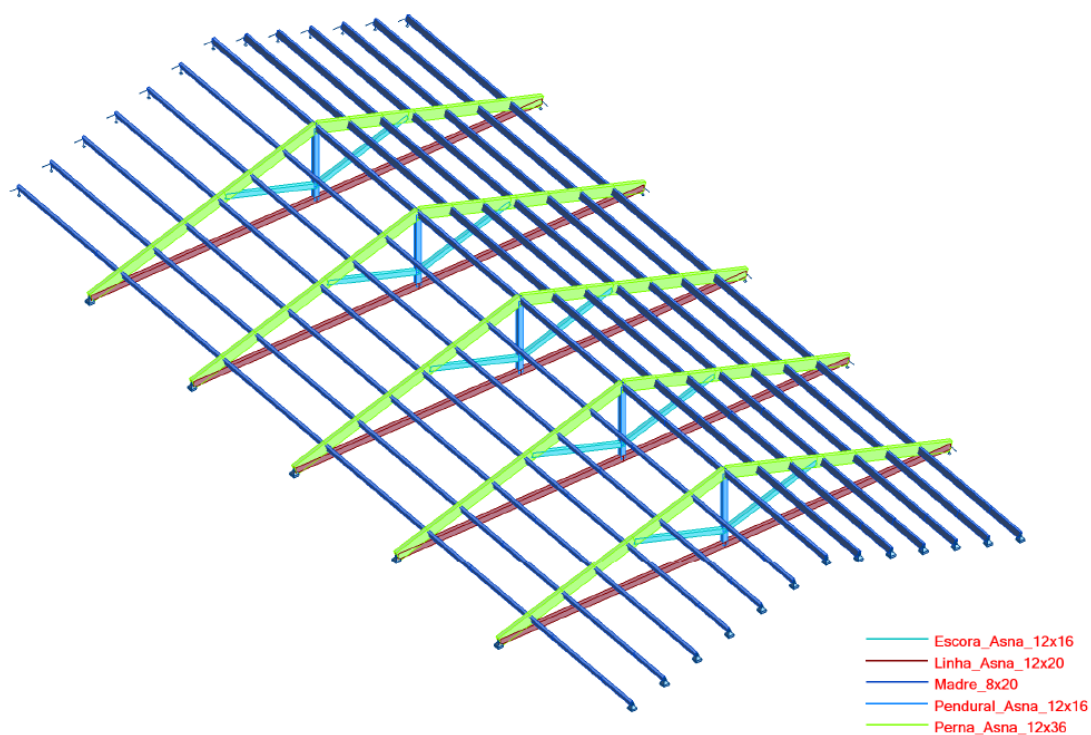


Figura 5.53 – Modelo global da estrutura da cobertura criado no software Autodesk® Robot™, após pré-dimensionamento das secções dos elementos que compõem as asnas.

Apesar de o passo seguinte do projeto não estar relacionado com a forma como os elementos da asna vão ser ligados entre si, importa referir que, para efeitos de verificações de segurança relativamente ao elemento linha, a secção composta a ter em consideração é a representada na Figura 5.54.

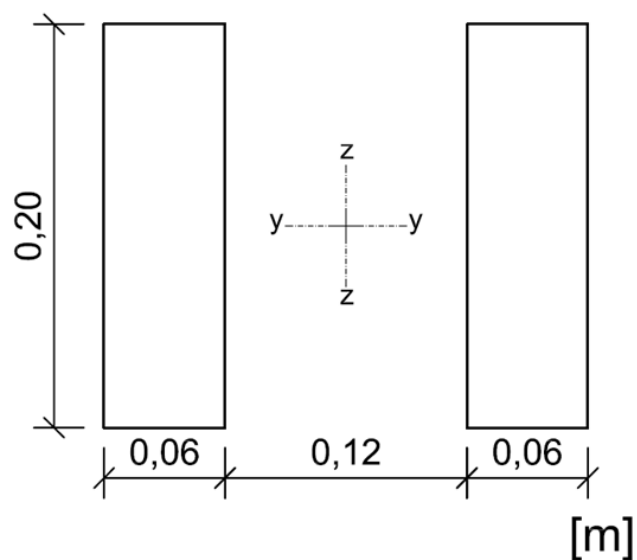


Figura 5.54 – Secção da linha da asna.

A Figura 5.55 apresenta um esquema de como será feita a ligação entre as pernas e as linhas das asnas, mostrando, desta forma, o motivo pelo qual se considerará para a linha a secção ilustrada na Figura 5.54.

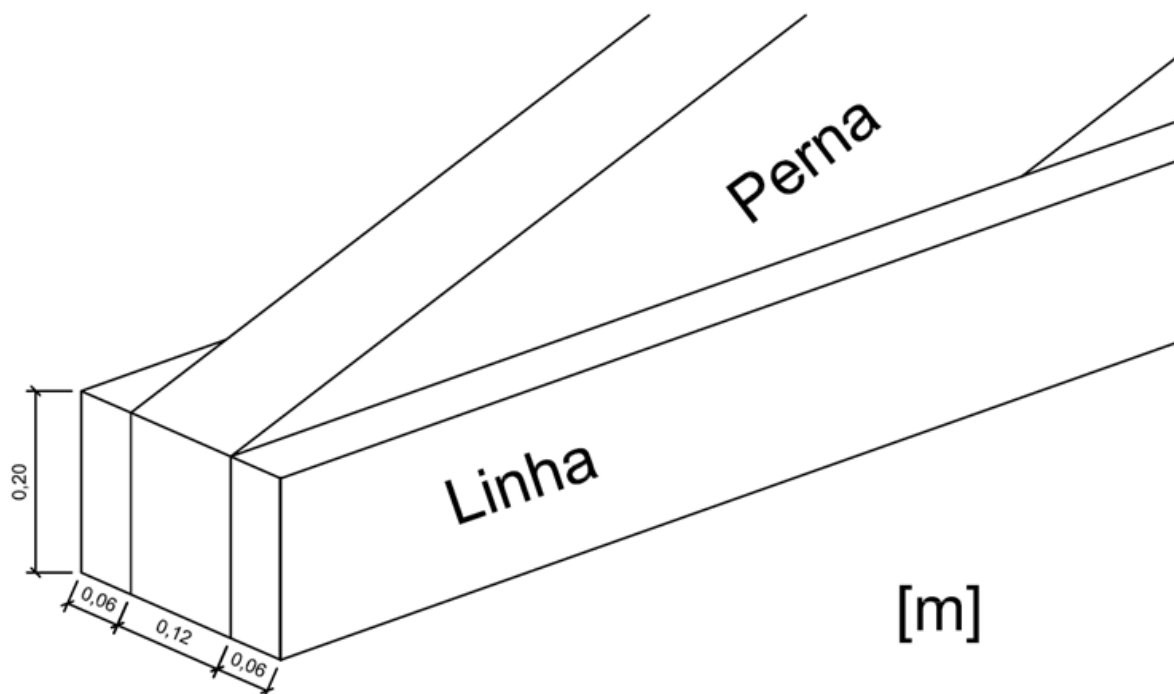


Figura 5.55 – Esquema da ligação perna-linha.

À exceção das linhas que compõem as asnas, todos os outros elementos apresentam secções transversais retangulares.

5.13 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DAS ASNAS

Realizado que está o pré-dimensionamento das secções dos elementos das asnas, é chegado o momento de avaliar a sua segurança em conformidade com os critérios estabelecidos pelo EN 1995-1-1:2004, quer para os ELU, quer para os SLS.

Serão avaliados os esforços que atuam sobre a estrutura, de acordo com os resultados apresentados pelo *software* Autodesk® Robot™ para as diferentes combinações de ações estudadas, a saber: ELU₁, ELU₂ e SLS₁.

5.13.1 VALORES DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS

Relembrando o enunciado no subcapítulo 4.3.5.2, o valor de cálculo de uma resistência, R_d , é dado pela expressão (4.19):

$$R_d = k_{mod} \times \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Deverão ainda ser considerados, nos casos apropriados, os valores dos coeficientes k_h e k_{sys} , definidos nos subcapítulos 4.4.3 e 4.5, respetivamente. Assim, a expressão (4.19) toma a seguinte forma:

$$R_d = k_{mod} \times k_h \times k_{sys} \times \frac{R_k}{\gamma_M}$$

No caso do presente trabalho, conservativamente foi adotado o valor de 1,0 para o coeficiente k_{sys} (ver subcapítulo 4.5).

Uma vez que do estudo de pré-dimensionamento resultaram elementos com secções cujas dimensões da largura, b , e altura, h , são inferiores a 600 mm, deve ser aplicado o coeficiente de k_h aos valores de cálculo das resistências à tração, $f_{t,0,g,d}$, e flexão, $f_{m,g,d}$. Recorrendo-se à expressão (4.23) obtêm-se os valores de k_h apresentados nos Quadros 5.31 e 5.32.

Quadro 5.31 – Valor do coeficiente k_h a ser aplicado na determinação do valor de cálculo da resistência à tração da madeira lamelada colada, $f_{t,0,g,d}$.

Elemento	b (m)	$\left(\frac{600}{b}\right)^{0,1}$	k_h
Perna			
Linha			
Escora	0,12	1,175	1,100
Pendural			

Quadro 5.32 – Valores do coeficiente k_h a serem aplicados na determinação do valor de cálculo da resistência à flexão da madeira lamelada colada, $f_{m,g,d}$.

Elemento	h (m)	$\left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}$	k_h
Perna	0,36	1,052	1,052
Linha	0,20	1,116	1,100
Escora	0,16	1,141	1,100
Pendural	0,16	1,141	1,100

O valor de k_{mod} a utilizar na determinação dos valores de cálculo das resistências nos casos em que se procede às verificações de segurança relativas à combinação de ações ELU_1 é igual a 0,80, conforme explicado no ponto i do subcapítulo 5.6.1.6.

Para a combinação ELU_2 , atendendo a que a carga de menor duração é o vento, o valor de k_{mod} a considerar na determinação dos valores de cálculo das resistências é igual a 0,90 (valor correspondente

a estruturas de madeira lamelada colada que se enquadram na classe de serviço 2 e à classe de duração das ações de curta duração – ver Quadro 4.3).

O Quadro 5.33 apresenta os valores de cálculo das resistências à flexão, $f_{m,g,d}$, tração, $f_{t,0,g,d}$, compressão, $f_{c,0,g,d}$, e corte, $f_{v,g,d}$, da madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (os valores característicos das respetivas resistências encontram-se no Quadro 5.6), para as combinações de ações ELU₁ e ELU₂. Importa ainda referir que o valor do coeficiente parcial de segurança para a madeira lamelada colada, γ_M , é, de acordo com o Quadro 4.3, igual a 1,25.

Quadro 5.33 – Valores de cálculo das resistências à compressão, $f_{c,0,g,d}$, tração, $f_{t,0,g,d}$, e flexão, $f_{m,g,d}$, da madeira lamelada colada da classe GL24h, para as combinações de ações ELU₁ e ELU₂.

Elemento	ELU ₁ – $k_{mod} = 0,80$				ELU ₂ – $k_{mod} = 0,90$			
	$f_{m,g,d}$ (MPa)	$f_{t,0,g,d}$ (MPa)	$f_{c,0,g,d}$ (MPa)	$f_{v,g,d}$ (MPa)	$f_{m,g,d}$ (MPa)	$f_{t,0,g,d}$ (MPa)	$f_{c,0,g,d}$ (MPa)	$f_{v,g,d}$ (MPa)
Perna	16,17	-	15,36	1,73	18,19	13,07	-	1,94
Linha	16,90	11,62	-	1,73	19,01	-	17,28	1,94
Escora	16,90	-	15,36	1,73	19,01	13,07	-	1,94
Pendural	-	11,62	-	-	-	-	17,28	-

Os espaços deixados por preencher no Quadro 5.33 não significam que os valores de determinadas resistências não existem; apenas não se preenche a informação em falta por ser desnecessária para os esforços que atuam nos elementos das asnas e para as verificações de segurança que se irão realizar.

5.13.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 1

Os Quadros 5.34 e 5.35 apresentam os valores dos esforços atuantes na estrutura para a combinação de ações ELU₁ e algumas características geométricas das secções transversais dos elementos das asnas, respetivamente (ver também Figuras A.1 a A.3).

Recorda-se que as linhas das asnas apresentam a secção transversal ilustrada na Figura 5.54. Os valores dos momentos de inércia, I_y e I_z , exibidos no Quadro 5.35 têm em consideração esse facto.

Quadro 5.34 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU₁ – verificações de segurança.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	V_{Ed} (kN)
Perna	-159,1	19,0	22,0
Linha	+147,2	2,0	0,9
Escora	-53,9	0,3	0,1
Pendural	+35,4	-	-

Quadro 5.35 – Características geométricas das secções transversais dos elementos das asnas.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)
Perna	0,12	0,36	0,0432	$4,666 \times 10^{-4}$	$5,184 \times 10^{-5}$
Linha	0,12	0,20	0,0240	$8,000 \times 10^{-5}$	$2,016 \times 10^{-4}$
Escora	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	$2,304 \times 10^{-5}$
Pendural	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	$2,304 \times 10^{-5}$

5.13.2.1 Pernas

i. Corte

Antes de avançar para a apresentação de resultados recorda-se que na verificação de segurança ao corte é necessário aplicar o coeficiente k_{cr} à largura da secção do elemento em estudo, b , transformando-a em b_{ef} (ver expressão (4.31) no subcapítulo 4.7.1.7).

Recorrendo às expressões (5.13), (5.24) e (5.25) obtêm-se os valores de I_y , τ_d e S_y , respetivamente.

O Quadro 5.36 apresenta os resultados dos cálculos efetuados.

Quadro 5.36 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Perna	0,12	0,67	0,08	0,36	$1,302 \times 10^{-3}$	$3,126 \times 10^{-4}$	22,0	1,14

Conhecido o valor de τ_d , procede-se à verificação de segurança de acordo com a expressão (4.30):

$$1,14 \text{ MPa} < 1,73 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com compressão

O Quadro 5.37 apresenta os valores de cálculo necessários à verificação de segurança de acordo com as condições enunciadas nas expressões (4.37) e (4.38).

Quadro 5.37 – Valores das tensões atuantes nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Perna	0,12	0,36	0,0432	$4,666 \times 10^{-4}$	-159,1	19,0	3,68	7,33	1,0

Os valores de $\sigma_{c,0,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$ foram obtidos através das expressões (5.11) e (5.12), respetivamente. Admitiu-se, conservativamente, que o coeficiente k_m é igual a 1,0 – ver subcapítulo 4.7.1.6.

Aplicando as expressões (4.37) e (4.38):

$$\left(\frac{3,68}{15,36}\right)^2 + \frac{7,33}{16,17} = 0,51 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{3,68}{15,36}\right)^2 + 1,0 \times \frac{7,33}{16,17} = 0,51 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Encurvadura

A análise ao risco de encurvadura nos elementos da asna deve ser avaliada segundo as direções perpendicular e paralela ao plano da mesma.

Devido aos impedimentos de deslocamentos que se verificam na perna, decidiram-se considerar dois elementos distintos, a saber: a) um elemento com 5,00 m de comprimento, l , a designar-se por Perna 1, e b) um elemento com 3,40 m de comprimento, l , a designar-se por Perna 2 (ver Figura 5.41).

As pernas encontram-se travadas pelas madres na direção perpendicular ao plano da asna, sendo que para esta direção o comprimento efetivo de encurvadura, l_e^y , é igual a 1,20 m.

A Figura 5.56 apresenta um esquema da tramitação a seguir no sentido de analisar o risco de encurvadura de um determinado elemento.

Admitiu-se, conservativamente, que os comprimentos efetivos de encurvadura, l_e^y e l_e^z , são iguais ao vão do elemento em estudo, l .

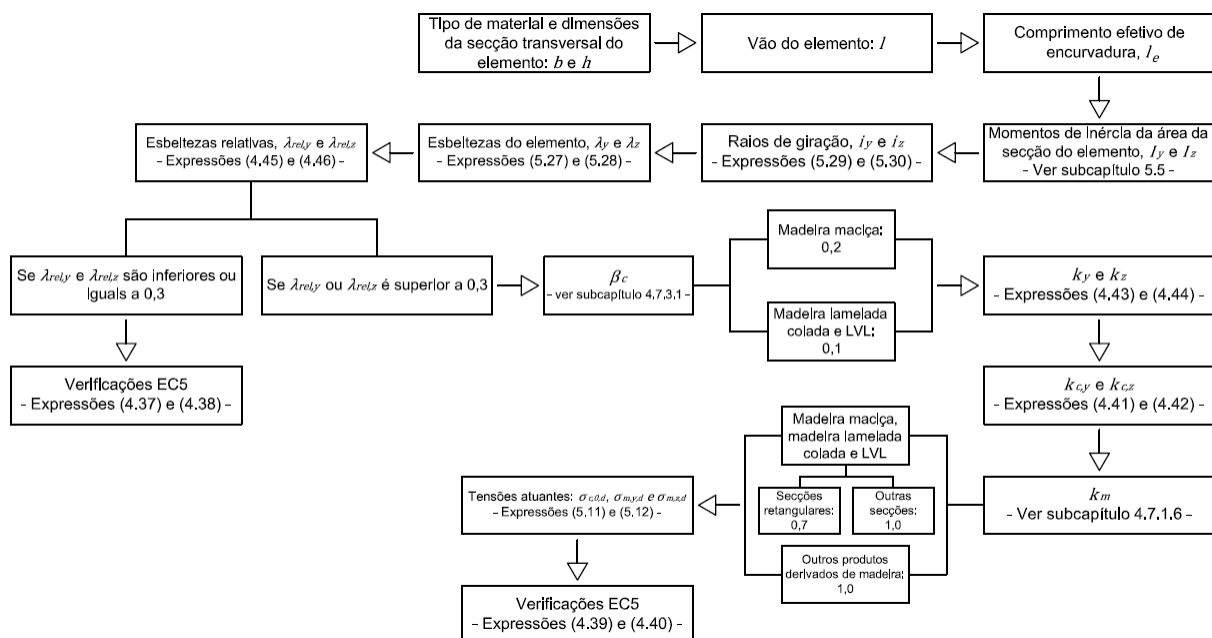


Figura 5.56 – Tramitação a seguir para a análise do risco da ocorrência de encurvadura de acordo com a EN 1995-1-1:2004.

a. Perna 1

Os Quadros 5.38 a 5.40 reproduzem os esforços atuantes máximos na Perna 1 e os valores relevantes para a análise em relação ao risco de encurvadura deste elemento nas direções paralela e perpendicular ao plano da asna, realizada através das expressões (4.39) e (4.40).

Quadro 5.38 – Esforços atuantes máximos na Perna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 1	-159,1	19,0	3,68	7,33

Quadro 5.39 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Perna 1 – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Perna 1	5,00	5,00	$4,666 \times 10^{-4}$	0,1039	48,113	0,774	0,1	0,823	0,906	1,0

Quadro 5.40 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Perna 1 – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Perna 1	5,00	1,20	$5,184 \times 10^{-5}$	0,0346	34,641	0,557	0,1	0,668	0,965	1,0

Determinados os elementos necessários, procede-se à verificação de segurança de acordo com as expressões (4.39) e (4.40):

$$\frac{3,68}{0,906 \times 15,36} + \frac{7,33}{16,17} = 0,72 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{3,68}{0,965 \times 15,36} + 1,0 \times \frac{7,33}{16,17} = 0,70 < 1,0 \rightarrow OK$$

b. Perna 2

Os Quadros 5.41 a 5.43 contêm os esforços atuantes máximos na Perna 2 e os valores relevantes para a verificação de segurança a realizar de acordo com as expressões (4.39) e (4.40):

Quadro 5.41 – Esforços atuantes máximos na Perna 2 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 2	-103,9	7,1	2,41	2,75

Quadro 5.42 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Perna 2 – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Perna 2	3,40	3,40	$4,666 \times 10^{-4}$	0,1039	32,717	0,526	0,1	0,650	0,970	1,0

Quadro 5.43 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Perna 2 – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Perna 2	3,40	1,20	$5,184 \times 10^{-5}$	0,0346	34,641	0,557	0,1	0,668	0,965	1,0

Reunidos os elementos necessários e aplicando as expressões (4.39) e (4.40):

$$\frac{2,41}{0,970 \times 15,36} + \frac{2,75}{16,17} = 0,33 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{2,41}{0,965 \times 15,36} + 1,0 \times \frac{2,75}{16,17} = 0,33 < 1,0 \rightarrow OK$$

iv. Bambeamento

Uma vez que as pernas estão sujeitas a flexão composta com compressão é necessário avaliar o risco de bambeamento, procedendo-se às verificações de segurança enunciadas no subcapítulo 4.7.3.2.

A Figura 5.57 apresenta a tramitação a ser seguida, de acordo com a EN 1995-1-1:2004, no que à análise ao risco de bambeamento de um elemento diz respeito.

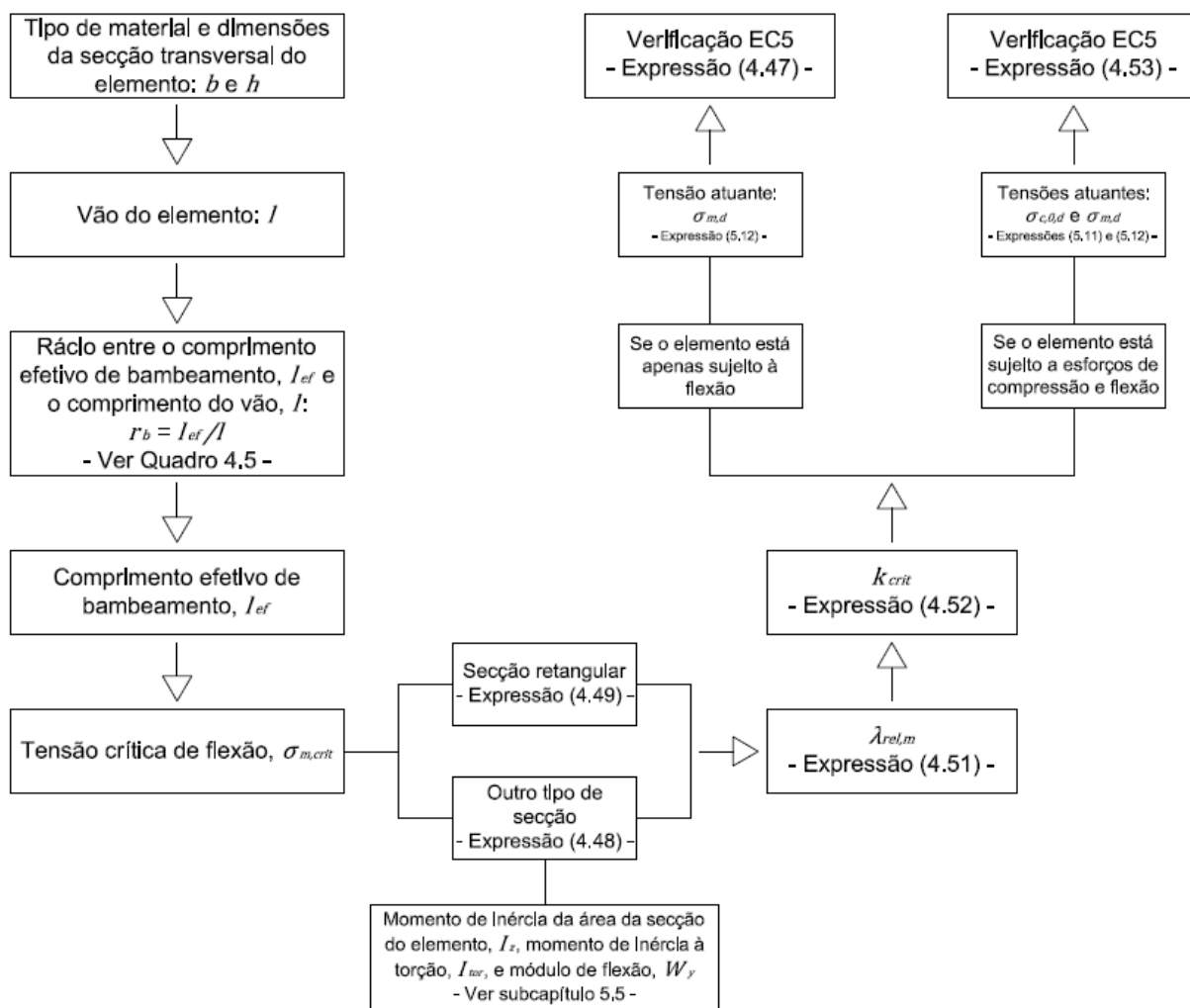


Figura 5.57 – Tramitação a seguir para a análise do risco da ocorrência de bambeamento de acordo com a EN 1995-1-1:2004.

Considerou-se, à imagem do sucedido na análise ao risco de encurvadura, os elementos Perna 1 e Perna 2.

O cálculo das tensões críticas de flexão, $\sigma_{m,crit}$, realizou-se de acordo com a expressão (4.49).

a. Perna 1

Os esforços a que este elemento se encontra sujeito encontram-se expostos no Quadro 5.38.

O Quadro 5.44 apresenta os valores resultantes do procedimento apresentado na Figura 5.57 e que são necessários para a realização da verificação de segurança em relação ao risco de bambeamento.

Quadro 5.44 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 1 – ELU₁.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}
Perna 1	5,00	1,0	5,00	58,66	0,640	1,0

Considerou-se, conservativamente, que o rácio r_b é igual a 1,0 – ver Quadro 4.5.

Aplicando a expressão (4.53):

$$\left(\frac{7,33}{1,0 \times 16,17}\right)^2 + \frac{3,68}{0,965 \times 15,36} = 0,45 < 1,0 \rightarrow OK$$

b. Perna 2

O Quadro 5.45 apresenta os valores necessários à verificação de segurança em relação ao bambeamento da Perna 2.

Quadro 5.45 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 2 – ELU₁.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}
Perna 2	3,40	1,0	3,40	86,26	0,527	1,0

Recorrendo, novamente, ao uso da expressão (4.53):

$$\left(\frac{2,75}{1,0 \times 16,17}\right)^2 + \frac{2,41}{0,965 \times 15,36} = 0,19 < 1,0 \rightarrow OK$$

5.13.2.2 Linha

i. Corte

O Quadro 5.46 apresenta o valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da Asna 1.

Quadro 5.46 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Linha	0,12	0,67	0,08	0,20	$0,402 \times 10^{-3}$	$5,360 \times 10^{-5}$	0,9	0,08

Aplicando a expressão (4.30):

$$0,08 \text{ MPa} < 1,73 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com tração

O Quadro 5.47 apresenta os valores de cálculo das tensões atuantes de tração e flexão, $\sigma_{t,0,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$, na linha da Asna 1. O valor de $\sigma_{t,0,d}$ foi obtido através da expressão (5.11).

Quadro 5.47 – Valores das tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Linha	0,12	0,20	0,0240	$8,000 \times 10^{-5}$	+147,2	2,0	6,13	2,48	1,0

Para se verificar a segurança deste elemento em relação aos esforços existentes, deverá garantir-se a condições definidas nas expressões (4.35) e (4.36):

$$\frac{6,13}{11,62} + \frac{2,48}{16,90} = 0,67 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{6,13}{11,62} + 1,0 \times \frac{2,48}{16,90} = 0,67 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Bambeamento

Uma vez que a linha, para esta combinação de ações, está sujeita a esforços de tração e flexão, a verificação de segurança em relação ao risco de bambeamento deve ser realizada de acordo com a expressão (4.47).

O Quadro 5.48 sintetiza um conjunto de valores necessários à verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna 1.

Quadro 5.48 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna 1 – ELU₁.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	β	I_{tor} (m ⁴)	W_y (m ³)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}	$k_{crit} \times f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Linha	15,90	1,0	15,90	3,72	$2,176 \times 10^{-4}$	$8,000 \times 10^{-4}$	121,57	0,444	1,0	16,90	2,48

O valor de β é função de n (expressão (5.19)):

$$n = \frac{h}{b} = \frac{0,20}{0,06} \approx 3,33$$

Consultando o Quadro 5.9 verifica-se que não existem valores do coeficiente β para um n igual a 3,33. Decidiu-se fazer uma interpolação linear entre os valores do coeficiente β para n igual a 3,00 e n igual a 4,00. Assim, a aplicação desta interpolação linear resulta num valor do coeficiente β de 3,72.

Para o cálculo do momento de inércia à torção, I_{tor} , e do módulo de flexão, W_y , recorreu-se às expressões (5.21) e (5.22).

O cálculo da tensão crítica de flexão, $\sigma_{m,crit}$, de acordo com a expressão (4.48) implica o uso do valor característico inferior do módulo de distorção paralelo à direção do fio correspondente ao quantil 5 %, $G_{0,05}$. Considerou-se a relação $E_{0,05}/G_{0,05} = 16$ – Faria (2009).

Procede-se assim à verificação de segurança de acordo com a expressão (4.47):

$$2,48 \text{ MPa} < 16,90 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

5.13.2.3 Escoras

i. Corte

Para as escoras da Asna 1, e em relação à combinação de ações ELU₁, obteve-se o valor da tensão tangencial de corte, τ_d , exibido no Quadro 5.49.

Quadro 5.49 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Escora	0,12	0,67	0,08	0,16	$0,257 \times 10^{-3}$	$2,744 \times 10^{-5}$	0,9	0,03

Para se verificar que o esforço de corte a que as escoras estão sujeitas respeita o disposto na EN 1995-1-1:2004, deverá garantir-se o enunciado na expressão (4.30):

$$0,03 \text{ MPa} < 1,73 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com compressão

O Quadro 5.50 apresenta os valores dos termos necessários à verificação de segurança das escoras da Asna 1 em relação à ação conjunta de esforços de compressão e flexão.

Quadro 5.50 – Valores das tensões atuantes nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Escora	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	-53,9	0,3	2,81	0,57	1,0

Aplicando as expressões (4.37) e (4.38):

$$\left(\frac{2,81}{15,36}\right)^2 + \frac{0,57}{16,90} = 0,07 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{2,81}{15,36}\right)^2 + 1,0 \times \frac{0,57}{16,90} = 0,07 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Encurvadura

Seguindo a tramitação apresentada no esquema da Figura 5.56, obteve-se o conjunto de valores que estão expostos nos Quadros 5.51 e 5.52.

Quadro 5.51 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna nas Escoras – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Escora	3,40	3,40	$4,096 \times 10^{-5}$	0,0462	73,612	1,184	0,1	1,245	0,613	1,0

Quadro 5.52 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna nas Escoras – ELU₁.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Escora	3,40	3,40	$2,304 \times 10^{-5}$	0,0346	98,150	1,579	0,1	1,810	0,371	1,0

Estão então criadas as condições para que se proceda à verificação de segurança em relação ao risco de encurvadura das escoras, de acordo com as expressões (4.39) e (4.40):

$$\frac{2,81}{0,613 \times 15,36} + \frac{0,57}{16,90} = 0,33 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{2,81}{0,371 \times 15,36} + 1,0 \times \frac{0,57}{16,90} = 0,53 < 1,0 \rightarrow OK$$

iv. Bambeamento

É necessário analisar o risco da ocorrência de bambeamento nas escoras, uma vez que estas se encontram submetidas à ação conjunta de esforços de compressão e momento fletor.

O Quadro 5.53 apresenta os valores necessários à verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência do fenómeno supracitado nas escoras da Asna 1.

Quadro 5.53 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento nas escoras – ELU₁.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}
Escora	3,40	1,0	3,40	194,08	0,352	1,0

O cálculo da tensão crítica de flexão, $\sigma_{m,crit}$, realizou-se de acordo com a expressão (4.49).

Conhecidos os valores dos termos necessários à verificação de segurança relativa ao risco de bambeamento das escoras, aplicou-se a expressão (4.53):

$$\left(\frac{0,57}{1,0 \times 16,90}\right)^2 + \frac{2,81}{0,371 \times 15,36} = 0,49 < 1,0 \rightarrow OK$$

5.13.2.4 Pendural

i. Tração paralela ao fio

O Quadro 5.54 mostra o valor de cálculo da tensão de tração paralela à direção do fio, $\sigma_{t,0,d}$, a que está sujeito o pendural da Asna 1. Este valor foi determinado com o auxílio da expressão (5.11).

Quadro 5.54 – Valor da tensão atuante de tração na direção do fio no pendural da Asna 1, em relação à combinação de ações ELU₁.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)
Pendural	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	+35,4	1,84

Conhecido o valor de $\sigma_{t,0,d}$, prossegue-se para a verificação de segurança em conformidade com a expressão (4.24):

$$1,84 \text{ MPa} < 11,62 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

5.13.3 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 2

O Quadro 5.55 condensa o conjunto de esforços máximos que atuam sobre os diferentes componentes da Asna 1 (ver também Figuras A.4 a A.6). Por sua vez, algumas das características geométricas das secções transversais dos elementos que compõem a Asna 1 podem ser consultados no Quadro 5.35.

Quadro 5.55 – Esforços atuantes máximos nos elementos da Asna 1 em ELU_2 – verificações de segurança.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	V_{Ed} (kN)
Perna	+63,1	8,7	11,0
Linha	-53,0	1,6	0,5
Escora	+26,9	0,2	0,2
Pendural	-15,8	-	-

5.13.3.1 Perna

i. Corte

No sentido de se proceder à verificação de segurança das pernas da Asna 1 em relação aos esforços de corte a que se encontram submetidas, é necessário conhecer o valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d . Esse dado é fornecido no Quadro 5.56.

Quadro 5.56 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 .

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Perna	0,12	0,67	0,08	0,36	$1,302 \times 10^{-3}$	$3,126 \times 10^{-4}$	11,0	0,57

Aplicando a expressão (4.30), realiza-se esta verificação de segurança:

$$0,57 \text{ MPa} < 1,94 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com tração

No Quadro 5.57 apresentam-se os valores das tensões atuantes de tração e flexão, $\sigma_{t,0,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$, nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 .

Quadro 5.57 – Valores das tensões atuantes nas pernas da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU_2 .

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Perna	0,12	0,36	0,0432	$4,666 \times 10^{-4}$	+63,1	8,7	1,46	3,36	1,0

Conhecidos os valores necessários, procede-se à verificação de segurança de acordo com as expressões (4.35) e (4.36):

$$\frac{1,46}{13,07} + \frac{3,36}{18,19} = 0,30 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{1,46}{13,07} + 1,0 \times \frac{3,36}{18,19} = 0,30 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Bambeamento

Visto que as pernas da Asna 1 estão submetidas a momento fletor, $M_{Ed,y}$, é necessário analisar a ocorrência do risco de bambeamento nestes elementos.

O procedimento a seguir encontra-se representado no esquema da Figura 5.57. Considerar-se-á, tal como no subcapítulo 5.13.2.1, dois elementos distintos, a saber: a) Perna 1, com um vão, l , de 5,00 m e b) Perna 2, com um vão, l , de 3,40 m.

a. Perna 1

Os Quadros 5.58 e 5.59 reúnem o conjunto de elementos necessários para que seja possível analisar o risco da ocorrência de bambeamento em consonância com o preconizado pela EN 1995-1-1:2004.

Quadro 5.58 – Esforços atuantes máximos na Perna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 1	+63,1	8,7	1,46	3,36

Quadro 5.59 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 1 – ELU₂.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}	$k_{crit} \times f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 1	5,00	1,0	5,00	58,66	0,640	1,0	18,19	3,36

Reunidos os elementos necessários, avança-se para a verificação de segurança estabelecida através da expressão (4.47):

$$3,36 \text{ MPa} < 18,19 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

b. Perna 2

Apresentam-se nos Quadros 5.60 e 5.61 os esforços atuantes máximos na Perna 2 para a combinação de ações considerada e os elementos necessários para a verificação de segurança deste elemento relativamente à ocorrência do fenómeno em estudo, respetivamente.

Quadro 5.60 – Esforços atuantes máximos na Perna 2 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 2	+44,0	4,1	1,02	1,58

Quadro 5.61 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na Perna 2 – ELU₂.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}	$k_{crit} \times f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Perna 2	3,40	1,0	3,40	86,26	0,527	1,0	18,19	1,58

Para se garantir a segurança do elemento Perna 2 deverá verificar-se o definido na expressão (4.47):

$$1,58 \text{ MPa} < 18,19 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

5.13.3.2 Linha

i. Corte

O valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da asna pode ser observado no Quadro 5.62.

Quadro 5.62 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Linha	0,12	0,67	0,08	0,20	$0,402 \times 10^{-3}$	$5,360 \times 10^{-5}$	0,5	0,05

Para se avaliar a segurança do elemento em relação aos esforços de corte atuantes, recorre-se à expressão (4.30):

$$0,05 \text{ MPa} < 1,94 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com compressão

Os valores das tensões atuantes de cálculo $\sigma_{c,0,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$ podem ser indagados no Quadro 5.63.

Quadro 5.63 – Valores das tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Linha	0,12	0,20	0,0240	$8,000 \times 10^{-5}$	-53,0	1,6	2,21	1,98	1,0

Conhecidas as tensões atuantes, avalia-se a segurança do elemento recorrendo às expressões (4.37) e (4.38):

$$\left(\frac{2,21}{17,28}\right)^2 + \frac{1,98}{19,01} = 0,12 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{2,21}{17,28}\right)^2 + 1,0 \times \frac{1,98}{19,01} = 0,12 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Encurvadura

A análise ao risco de encurvadura do elemento linha terá de ser avaliado em diversas componentes.

O processo dividir-se-á em duas fases. Numa primeira fase avaliar-se-á o risco da ocorrência de encurvadura no elemento que se designará por Linha 1, contendo um vão, l , de 15,90 m (a secção transversal do elemento Linha 1 é a mesma que a considerada para a linha – ver Quadro 5.35). A segunda fase está reservada à análise do elemento que se denominará por Linha 2.

O elemento Linha 2 apresenta um vão, l , de 2,65 m (a secção transversal da Linha 2 apresenta uma largura, b , e uma altura, h , de 0,06 m e 0,24 m, respetivamente – ver Figura 5.54). Visto que a secção das linhas das asnas apresenta a configuração ilustrada na Figura 5.54, decidiu-se adotar um travamento entre elementos da linha aos terços do vão (de 2,65 m em 2,65 m). A Figura 5.58 pretende dar uma perspetiva da distância entre travamentos nas linhas das asnas. A forma como esses travamentos se materializar-se-ão será demonstrada na parte do trabalho reservada ao dimensionamento das ligações.

Admitir-se-á, de acordo com Faria (2009), que o comprimento efetivo de encurvadura da Linha 1 na direção paralela do plano da asna, l_e^Z , será igual a metade do vão da linha. Por outro lado, o comprimento efetivo de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna, l_e^Z , será considerado igual ao vão total da linha.

Os comprimentos efetivos de encurvadura do elemento Linha 2 serão ambos considerados, conservativamente, iguais à extensão do seu vão, l .

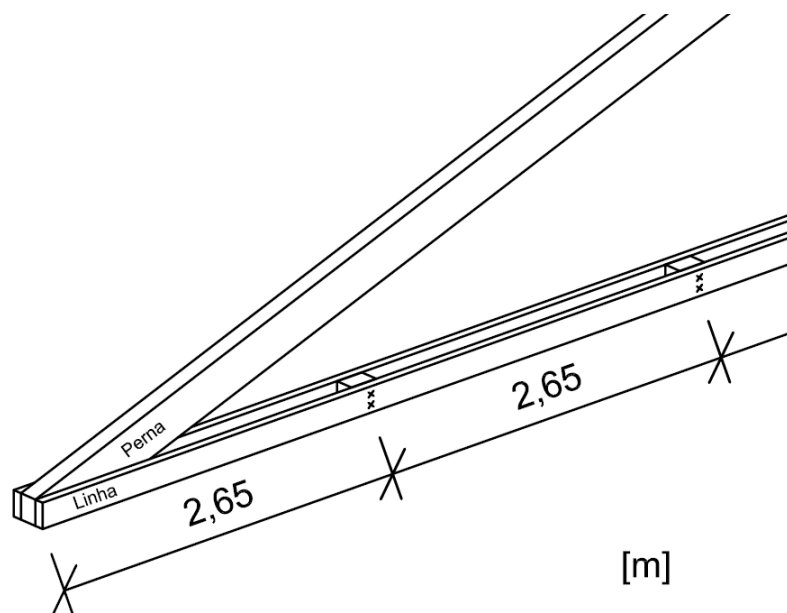


Figura 5.58 – Distância entre travamentos nas linhas das asnas da cobertura.

a. Linha 1

Seguindo o procedimento apresentado no esquema da Figura 5.56, obtém-se o conjunto de resultados apresentados nos Quadros 5.64 e 5.65.

Quadro 5.64 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Linha 1 – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Linha 1	15,90	7,95	$8,000 \times 10^{-5}$	0,0577	137,698	2,215	0,1	3,048	0,194	1,0

Quadro 5.65 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Linha 1 – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Linha 1	15,90	15,90	$2,016 \times 10^{-4}$	0,0917	173,843	2,790	0,1	4,517	0,124	1,0

Conhecidos os valores apresentados *supra*, procede-se à verificação de segurança de acordo com as expressões (4.39) e (4.40):

$$\frac{2,21}{0,194 \times 17,28} + \frac{1,98}{19,01} = 0,76 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{2,21}{0,124 \times 17,28} + 1,0 \times \frac{1,98}{19,01} = 1,14 > 1,0 \rightarrow \text{Não OK!}$$

Conforme se pode verificar o elemento Linha 1 não cumpre os requisitos de segurança estabelecidos pelo EN 1995-1-1:2004.

Face a esta situação, torna-se necessário adotar uma solução que permita ultrapassar este problema, que passa por alterar as dimensões da secção transversal da linha.

Respeitando o facto de os elementos em madeira lamelada colada possuírem lamelas de 40 mm, decidiu-se aumentar a altura da secção transversal da linha em precisamente 40 mm, e avaliar, de novo, o risco da ocorrência de encurvadura. Importa ainda referir que a configuração da secção transversal da linha continua a ser a ilustrada na Figura 5.54.

O Quadro 5.66 colige um conjunto das características geométricas da nova solução adotada para a secção transversal das linhas das asnas.

Quadro 5.66 – Características geométricas da nova secção transversal das linhas das asnas.

Elemento	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>A</i> (m ²)	<i>I_y</i> (m ⁴)	<i>I_z</i> (m ⁴)
Linha	0,12	0,24	0,0288	1,382×10 ⁻⁴	2,419×10 ⁻⁴

Os Quadros 5.67 a 5.69 reproduzem os termos necessários para que se possa avaliar, novamente, a segurança da Linha 1 em relação ao risco de encurvadura.

Quadro 5.67 – Valores das novas tensões atuantes na linha da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>A</i> (m ²)	<i>I_y</i> (m ⁴)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>M_{Ed,y}</i> (kN.m ⁻¹)	<i>σ_{c,0,d}</i> (MPa)	<i>σ_{m,y,d}</i> (MPa)
Linha 1	0,12	0,24	0,0288	1,382×10 ⁻⁴	-53,0	1,6	1,84	1,37

Quadro 5.68 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direcção paralela ao plano da asna na Linha 1 (nova secção transversal) – ELU₂.

Elemento	<i>l</i> (m)	<i>l_e^z</i> (m)	<i>I_y</i> (m ⁴)	<i>i_y</i> (m)	<i>λ_y</i>	<i>λ_{rel,y}</i>	<i>β_c</i>	<i>k_y</i>	<i>k_{c,y}</i>	<i>k_m</i>
Linha 1	15,90	7,95	1,382×10 ⁻⁴	0,0693	114,748	1,846	0,1	2,280	0,276	1,0

Quadro 5.69 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direcção perpendicular ao plano da asna na Linha 1 (nova secção transversal) – ELU₂.

Elemento	<i>l</i> (m)	<i>l_e^y</i> (m)	<i>I_z</i> (m ⁴)	<i>i_z</i> (m)	<i>λ_z</i>	<i>λ_{rel,z}</i>	<i>β_c</i>	<i>k_z</i>	<i>k_{c,z}</i>	<i>k_m</i>
Linha 1	15,90	15,90	2,419×10 ⁻⁴	0,0917	173,483	2,790	0,1	4,517	0,124	1,0

Por fim, recorre-se às expressões (4.39) e (4.40) para perceber se a solução adotada é adequada:

$$\frac{1,84}{0,276 \times 17,28} + \frac{1,37}{19,01} = 0,46 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{1,84}{0,124 \times 17,28} + 1,0 \times \frac{1,37}{19,01} = 0,93 < 1,0 \rightarrow OK$$

Uma vez que terá de ser adotada uma secção transversal da linha diferente, as verificações de segurança que se realizar-se-ão de seguida terão em consideração as novas dimensões da secção transversal da linha, apresentadas no Quadro 5.66.

b. Linha 2

O Quadro 5.70 agrega um conjunto de informações relativas às características geométricas da secção transversal da Linha 2.

Os Quadros 5.71 a 5.73 mostram os valores dos termos necessários à verificação de segurança em relação ao risco de encurvadura do elemento em observação.

Quadro 5.70 – Características geométricas da secção transversal da Linha 2.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)
Linha 2	0,06	0,24	0,0144	$6,912 \times 10^{-5}$	$0,432 \times 10^{-5}$

Quadro 5.71 – Valores das tensões atuantes na Linha 2 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Linha 2	0,06	0,24	0,0144	$6,912 \times 10^{-5}$	-26,5	0,8	1,84	1,37

Quadro 5.72 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna na Linha 2 – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Linha 2	2,65	2,65	$6,912 \times 10^{-5}$	0,0693	38,249	0,615	0,1	0,705	0,953	1,0

Quadro 5.73 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna na Linha 2 – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Linha 2	2,65	2,65	$0,432 \times 10^{-5}$	0,0173	152,998	2,461	0,1	3,636	0,158	1,0

Verificando, uma vez mais, as condições delimitadas pelas expressões (4.39) e (4.40), tem-se que:

$$\frac{1,84}{0,953 \times 17,28} + \frac{1,37}{19,01} = 0,18 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{1,84}{0,158 \times 17,28} + 1,0 \times \frac{1,37}{19,01} = 0,74 < 1,0 \rightarrow OK$$

iv. Bambeamento

Para se proceder à verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna, é necessário obter um conjunto de resultados (ver Quadro 5.74) que provêm da metodologia ilustrada na Figura 5.57.

Quadro 5.74 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento na linha da Asna 1 – ELU₂.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$n = \frac{h}{b}$	β	I_{tor} (m ⁴)	W_y (m ³)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}
Linha	15,90	1,0	15,90	4,00	3,56	$2,624 \times 10^{-4}$	$1,152 \times 10^{-3}$	101,55	0,486	1,0

Adverte-se para o facto de, tal como no subcapítulo 5.13.2.2, o cálculo do momento de inércia à torção, I_{tor} , ter sido realizado de acordo com a expressão (5.21). Por seu turno, a determinação da tensão crítica de flexão, $\sigma_{m,crit}$, é resultado da aplicação da expressão (4.48).

Deve, então, ser verificada a condição apresentada na expressão (4.53):

$$\left(\frac{1,37}{1,0 \times 19,01} \right)^2 + \frac{1,84}{0,124 \times 17,28} = 0,86 < 1,0 \rightarrow OK$$

5.13.3.3 Escoras

i. Corte

O valor da tensão tangencial de corte, τ_d , que atua sobre as escoras da Asna 1 pode ser observado no Quadro 5.75.

Quadro 5.75 – Valor da tensão tangencial de corte atuante, τ_d , nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	k_{cr}	b_{ef} (m)	h (m)	S_y (m ³)	I_y (m ⁴)	V_{Ed} (kN)	τ_d (MPa)
Escora	0,12	0,67	0,08	0,16	$0,257 \times 10^{-3}$	$2,744 \times 10^{-5}$	0,2	0,02

Uma vez determinado o valor de τ_d , aplica-se a expressão (4.30) para se verificar a segurança do elemento em relação aos esforços de corte atuantes:

$$0,02 \text{ MPa} < 1,94 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Flexão composta com tração

Para avaliar a segurança das escoras da Asna 1 em relação à ação conjunta de esforços de tração e flexão é necessário avaliar as tensões atuantes – ver Quadro 5.76.

Quadro 5.76 – Valores das tensões atuantes nas escoras da Asna 1 em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kN.m ⁻¹)	$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	k_m
Escora	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	+26,9	0,2	1,40	0,29	1,0

Conhecidas que são as tensões atuantes, aplicam-se as expressões (4.35) e (4.36):

$$\frac{1,40}{13,07} + \frac{0,29}{19,01} = 0,12 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{1,40}{13,07} + 1,0 \times \frac{0,29}{19,01} = 0,12 < 1,0 \rightarrow OK$$

iii. Bambeamento

O facto de as escoras estarem submetidas a um momento fletor, M_y , obriga a que se realize esta verificação de segurança.

Quadro 5.77 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de bambeamento nas escoras – ELU₂.

Elemento	l (m)	r_b	l_{ef} (m)	$\sigma_{m,crit}$ (MPa)	$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}	$k_{crit} \times f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)
Escora	3,40	1,0	3,40	194,08	0,352	1,0	19,01	0,29

Determinados os valores exibidos no Quadro 5.77, procede-se à verificação de segurança de acordo com a expressão (4.47):

$$0,29 \text{ MPa} < 19,01 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

5.13.3.4 Pendural

i. Compressão paralela ao fio

O valor da tensão de compressão paralela à direção do fio, $\sigma_{c,0,d}$, é obtida através da expressão (5.11). O seu resultado pode ser consultado no Quadro 5.78.

Quadro 5.78 – Valor da tensão atuante de compressão na direção do fio no pendural da Asna 1, em relação à combinação de ações ELU₂.

Elemento	b (m)	h (m)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	N_{Ed} (kN)	$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)
Pendural	0,12	0,16	0,0192	$4,096 \times 10^{-5}$	-15,8	0,82

Averigua-se se os esforços atuantes não ultrapassam os limites definidos na EN 1995-1-1:2004 através da aplicação da expressão (4.25):

$$0,82 \text{ MPa} < 17,28 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

ii. Encurvadura

Resta verificar a possibilidade de ocorrência de encurvadura no pendural da Asna 1, fruto da existência de esforços de compressão.

Os Quadros 5.79 e 5.80 resumem a informação necessária para seja levado a cabo esta verificação de segurança.

Quadro 5.79 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção paralela ao plano da asna no pendural – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^z (m)	I_y (m ⁴)	i_y (m)	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	β_c	k_y	$k_{c,y}$	k_m
Pendural	2,60	2,60	$4,096 \times 10^{-5}$	0,0462	56,292	0,905	0,1	0,940	0,838	1,0

Quadro 5.80 – Valores relevantes para a verificação de segurança em relação ao risco da ocorrência de encurvadura na direção perpendicular ao plano da asna no pendural – ELU₂.

Elemento	l (m)	l_e^y (m)	I_z (m ⁴)	i_z (m)	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$	k_m
Pendural	2,60	2,60	$2,304 \times 10^{-5}$	0,0346	75,056	1,207	0,1	1,274	0,595	1,0

Os resultados das expressões (4.39) e (4.40) revelam que o pendural se encontra em segurança no que ao risco da existência de encurvadura diz respeito:

$$\frac{0,82}{0,838 \times 17,28} = 0,06 < 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{0,82}{0,595 \times 17,28} = 0,08 < 1,0 \rightarrow OK$$

5.13.4 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO 1

Esta parte do trabalho é reservada à análise da resposta que a estrutura oferece em relação aos SLS.

A Figura 5.59 (retirada do *software* Autodesk® Robot™) apresenta as deformações que se verificam nos elementos da Asna 1, em relação à combinação de ações quase permanente – SLS₁ (expressão (5.9)).

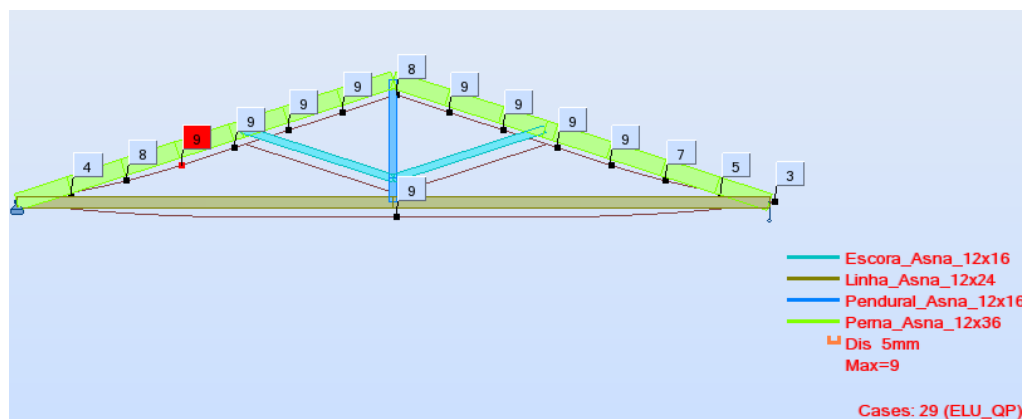


Figura 5.59 – Deformações na Asna 1.

O Quadro 5.81 apresenta os valores estabelecidos na EN 1995-1-1:2004 para as deformações finais, $w_{net,fin}$, de elementos com vãos livres de 15,90 m (situação em que se encontram as linhas das asnas).

Quadro 5.81 – Valores limites para a deformação de vigas para um vão livre de 15,90 m.

$w_{net,fin}$ (mm)
$l/350$ a $l/250$
45,4 a 63,6

A linha da Asna 1 apresenta uma deformação de 9 mm em relação à combinação de ações SLS₁. Comparando este valor com os indicados no Quadro 5.81, verifica-se que estão cumpridos os requisitos declarados na norma.

5.14 LIGAÇÕES

O presente subcapítulo é dedicado ao dimensionamento das ligações entre os diversos elementos que constituem a estrutura da cobertura, e destes aos seus apoios exteriores.

O dimensionamento das ligações será realizado para a Asna 1, sendo que para as restantes asnas serão adotadas as mesmas soluções que resultarem desse dimensionamento.

5.14.1 LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS DAS ASNAS

A Figura 5.60 apresenta as ligações que terão de ser dimensionadas para os diferentes elementos que compõem as asnas da cobertura, a saber: a) Ligação 1 – Pernas-Pendural, b) Ligação 2 – Perna-Escora, c) Ligação 3 – Escora-Pendura, d) Ligação 4 – Perna-Linha, e) Ligação 5a) – Emenda da Linha, f) Ligação 5b) – Pendural-Linha, g) Ligação 6 – Travamento da Linha.

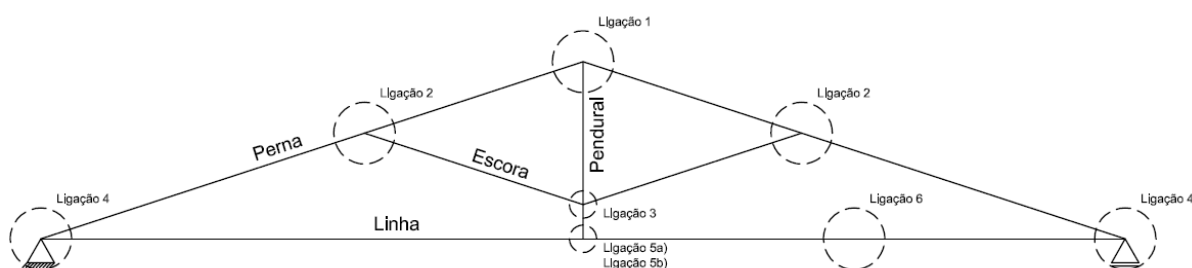


Figura 5.60 – Ligações a considerar entre os diversos elementos que compõem as asnas da cobertura.

As ligações 1 a 3 serão realizadas com parafusos de porca e chapas de aço interpostas nos elementos, pelo que as ligações 4 e 5a serão materializadas através de placas denteadas.

Os esforços considerados para o dimensionamento das ligações são os que resultam da combinação de ações ELU₁.

As soluções que se apresentam decorrem de um processo iterativo que foi desenrolado com o auxílio de uma folha de cálculo realizada no *software* Microsoft® Office® Excel®.

O Quadro 5.82 recorda as dimensões das secções transversais dos elementos que compõem as asnas.

Quadro 5.82 – Dimensões das secções transversais dos elementos que constituem as asnas.

Elemento	b (m)	h (m)
Perna	0,12	0,36
Linha	0,12	0,24
Escora	0,12	0,16
Pendural	0,12	0,16

A espessura dos elementos em madeira a ligar, t_1 , é dada por (ver Figura 3.37):

$$t_1 = \frac{b - (f_r + t_p)}{2} \quad (5.56)$$

em que:

b – largura do elemento em madeira considerado;

f_r – folga que é dada para a introdução da chapa na madeira;

t_p – espessura da chapa.

5.14.2 CARACTERÍSTICAS DOS PARAFUSOS DE PORCA E DAS CHAPAS DE AÇO

Os Quadros 5.83 e 5.84 apresentam um conjunto de características relacionadas com o tipo de parafusos e as chapas de aço utilizadas no dimensionamento de ligações, respetivamente.

Quadro 5.83 – Características dos parafusos utilizados nas ligações.

Parafuso	d (mm)	Classe	f_{ub} (MPa)	f_{yb} (MPa)	A (mm ²)	A_s (mm ²)
M20	20	8.8	800	640	314,2	244,8

O termo A diz respeito à área correspondente ao diâmetro nominal do parafuso. A área relativa ao valor intermédio dos diâmetros maior e menor do parafuso é dada pelo termo A_s (ver Figura 3.39).

Quadro 5.84 – Classe de aço utilizado nas chapas de ligação.

Classe	f_u (MPa)	f_y (MPa)
S275	430	275

5.14.2.1 Ligação 1 – Pernas-Pendural

A Figura 5.61 apresenta as forças que se desenvolvem no nó de cruzamento entre as pernas e o pendural da Asna 1. Os parafusos de porca e a chapa a adotar terão de ter a resistência necessária para resolver a transmissão destes esforços.

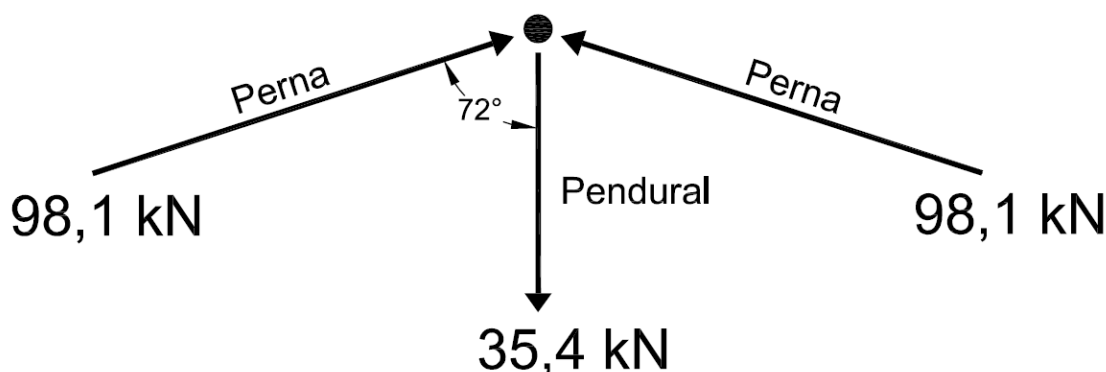


Figura 5.61 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre as pernas e o pendural.

i. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-aço

O Quadro 5.85 apresenta um conjunto de características relacionadas com os parafusos e a chapa de aço a utilizar na ligação entre as pernas e o pendural e que se revelam necessários para a determinação do momento de cedência plástica dos parafusos, $M_{y,Rk}$, e a resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,1,k}$. Os significados dos termos podem ser averiguados no subcapítulo 3.7, com o apoio da Figura 3.37.

Quadro 5.85 – Características relacionadas com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das pernas ao pendural da Asna 1.

Elemento	d (mm)	$d_{0,m}$ (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)	f_r (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	t_1 (mm)
Pendural	20	21,0	100	10	2	22,0	54
Perna	20	21,0	210	10	2	22,0	54

Os diâmetros dos furos dos parafusos a praticar na madeira e no aço, $d_{0,m}$ e $d_{0,p}$, assumem estes valores de acordo com o prescrito no subcapítulo 4.9.6.

O cálculo de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$ (ver Quadro 5.86) é obtido através das expressões (4.65) e (4.66), respetivamente. O valor característico da massa volúmica da madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h, ρ_k , pode ser consultado no Quadro 5.4.

Quadro 5.86 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M20 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação pernas-pendural).

Parafuso	$M_{y,Rk}$ (N.mm)	$f_{h,1,k}$ (MPa)
M20	579281	24,93

Conhecidos os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$ é possível determinar o valor característico da resistência do parafuso por plano de corte, $F_{v,Rk,M1}$, de acordo com o modo de rotura a que está associado. O resultados apresentados nos Quadros 5.87 a 5.89 resultam da aplicação das expressões (4.62) a (4.64). As expressões (4.63) e (4.64), que permitem a determinação de $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$, respetivamente, têm em consideração o efeito de cabo; por esse motivo surgem nos Quadros 5.88 e 5.89 os valores característicos das resistências à tração dos parafusos, $N_{t,Rk}$, e ao esmagamento da madeira sob a anilha, $N_{c,90,Rk}$ (expressões (3.49) e (4.73)) – ver subcapítulos 4.9.1 e 4.9.2.

Quadro 5.87 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação pernas-pendural).

Elemento	$F_{v,Rk,M1}$ (N)
Pendural	26922
Perna	26922

Quadro 5.88 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação pernas-pendural).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M2}$ (N)
Pendural	225727	156672	38170	38170	56432	9543	235270
Perna	225727	156672	38170	38170	56432	9543	235270

Quadro 5.89 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação pernas-pendural).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M3}$ (N)
Pendural	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629
Perna	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629

A resistência do parafuso por plano de corte, $F_{v,Rk}$, é dado pelo menor dos valores de $F_{v,Rk,M1}$, $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$:

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,M1}; F_{v,Rk,M2}; F_{v,Rk,M3}\} \quad (5.57)$$

Quadro 5.90 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para o pendural (ligação pernas-pendural).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{v,Rd,t}$)
Pendural	M20	26922	53844	33135	3	2,12	70,1	+35,4	0,50

Quadro 5.91 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as pernas (ligação pernas-pendural).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos por fiada	n_{ef} por fiada	N.º de fiadas	$F_{v,Rd,f}$ (kN)	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{v,Rd,t}$)
Perna	M20	26922	53844	33135	3	2,12	2	70,1	140,3	-98,1	0,70

Uma vez que a ligação é em corte duplo, o valor característico da resistência do parafuso, $F_{v,Rk,cd}$, é o dobro de $F_{v,Rk}$.

Para se obter o valor de cálculo da resistência do parafuso em corte duplo, $F_{v,Rd,cd}$, recorre-se à expressão (4.19). O valor do coeficiente parcial de segurança correspondente às ligações, γ_M , é igual a 1,30 (ver Quadro 4.2). Recordar-se que o coeficiente k_{mod} para a combinação de ações ELU₁ assume o valor de 0,80.

O valor de cálculo da resistência total do conjunto de parafusos, $F_{v,Rd,t}$, é dada pela expressão (4.55) e pode ser consultado no Quadro 5.90. O valor de n_{ef} é determinado de acordo com a expressão (4.69).

Optou-se por colocar duas fiadas de três parafusos cada para fazer a ligação das pernas ao pendural. Relativamente ao Quadro 5.91 importa esclarecer que o valor de $F_{v,Rd,t}$ da solução adotada para as pernas é dado pelo somatório do valor de cálculo da resistência de cada uma das fiadas, $F_{v,Rd,f}$. O valor de $F_{v,Rd,t}$ é então igual a duas vezes o valor que resulta da aplicação da já referida expressão (4.55), ou seja, o dobro de $F_{v,Rd,f}$.

No Quadro 5.90 surge o valor do rácio entre o valor de cálculo do esforço atuante, N_{Ed} , e o valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos, $F_{v,Rd,t}$. O objetivo é fazer aproximar este rácio dos rácios mais condicionantes que resultam das verificações de segurança levadas a cabo no subcapítulo 5.13. Assim, pretende dimensionar-se as ligações em consonância com o comportamento que os elementos em madeira apresentarão até perto da rotura, isto é, evitar dimensionar ligações para um nível de resistência que nunca será atingido devido ao esgotamento da capacidade resistente dos elementos de madeira; evitar portanto sobre ou subdimensionar ligações: a ligação não deve resistir nem muito mais, nem muito menos, que o elemento que pretende ligar.

ii. Chapa de ligação

A avaliação da resistência da chapa de ligação é feita em conformidade com o exposto no subcapítulo 3.7.1. Assim, é necessário proceder-se à análise da resistência da chapa face ao esforço que se

pretende transmitir, ao risco de rotura por esmagamento diametral e à sua resistência ao esforço transversal.

Os Quadros 5.92 e 5.93 apresentam os valores de cálculo dos esforços resistentes de tração e compressão, $F_{t,Rd}$ e $F_{c,Rd}$, atendendo às características da chapa de ligação adotada para a ligação pernas-pendural. Os referidos esforços resistentes foram obtidos através das expressões (3.29) e (3.26), respetivamente. O termo n_f que surge no Quadro 5.93 é respeitante ao número de fiadas de parafusos que foi adotado.

Quadro 5.92 – Valor de cálculo da força de tração resistente da chapa, $F_{t,Rd}$, na ligação pernas-pendural.

Elemento	h_p (mm)	t_p (mm)	A (mm ²)	γ_{M0}	$F_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{t,Rd}$)
Pendural	100	10	1000	1,0	275,0	+35,4	0,13

Quadro 5.93 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação pernas-pendural.

Elemento	h_p (mm)	t_p (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	n_f	$A_{net,p}$ (mm ²)	γ_{M0}	$F_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{c,Rd}$)
Perna	210	10	22,0	2	1660	1,0	456,5	-98,1	0,21

Os Quadros 5.94 e 5.95 apresentam os valores dos coeficientes α_b (expressões (3.31) e (3.32)) e k_1 (expressão (3.34)), necessários para a determinação do valor de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (expressão (3.30)). Os valores de $F_{b,Rd}$ estão expostos no Quadro 5.96.

Quadro 5.94 – Determinação de α_b (ligação pernas-pendural).

Elemento	e_1 (mm)	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Pendural	70	1,06	1,86	1,0
Perna	70	1,06	1,86	1,0

Quadro 5.95 – Determinação de k_1 (ligação pernas-pendural).

Elemento	e_2 (mm)	$2,8 \times e_2/d_{0,p} - 1,7$	p_2 (mm)	$1,4 \times p_2/d_{0,p} - 1,7$	k_1
Pendural	50	4,66	-	-	2,5
Perna	50	4,66	110	5,30	2,5

Quadro 5.96 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação pernas-pendural).

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Pendural	1,25	172,0	+35,4	0,21
Perna	1,25	172,0	-98,1	0,57

Os valores das distâncias e_1 e e_2 que surgem nos quadros *supra* derivam da solução adotada para esta ligação. Estes valores são alvo de uma abordagem mais profunda no ponto v.

É necessário ainda verificar a resistência ao corte da chapa de ligação na zona de interface perna-pendural (ver Figura 5.62).

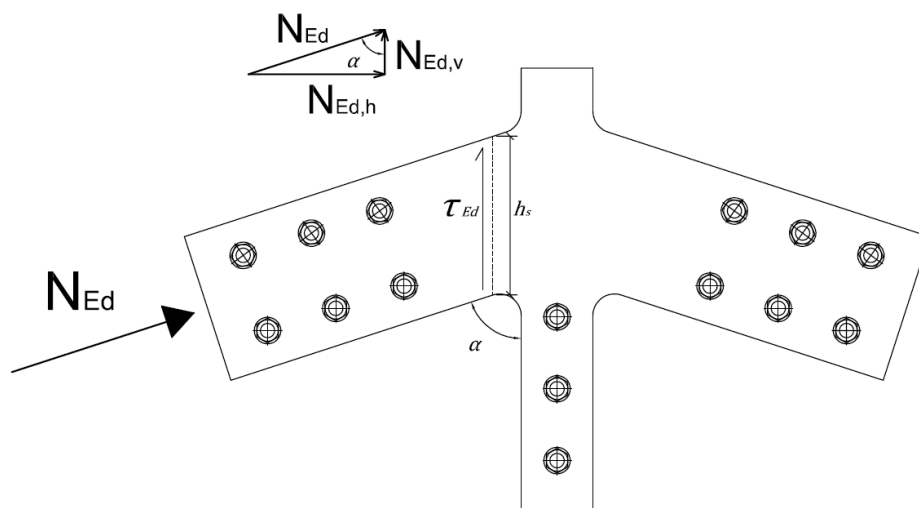


Figura 5.62 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa entre a perna e o pendural.

Quadro 5.97 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface perna-pendural.

Elemento	α (°)	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y/\sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	N_v (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Perna	72	220,8	2208	158,77	1,0	350,6	30,3	0,09

Os valores de $V_{pl,Rd}$, N_v e A_i que constam do Quadro 5.97 foram obtidos através das expressões (3.38) a (3.40), respetivamente.

A consulta dos Quadros 5.93, 5.96 e 5.97 permite constatar que a chapa de ligação é resistente em relação aos esforços solicitantes.

iii. Secção de madeira fragilizada

Os valores de cálculo das forças resistentes de tração e compressão, $F_{t,d}$ e $F_{c,d}$, na área de secção de madeira fragilizada dos elementos pendural e perna podem ser observadas nos Quadros 5.98 e 5.99.

Quadro 5.98 – Valor de cálculo de $F_{t,d}$ na área da secção de madeira fragilizada do pendural (ligação pernas-pendural).

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	$A_{net,m}$ (mm ²)	$f_{t,0,g,d}$ (MPa)	$F_{t,d}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{t,d}$)
Pendural	21,0	15012	11,62	174,4	+35,4	0,20

Quadro 5.99 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da perna (ligação pernas-pendural).

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	n_f	$A_{net,m}$ (mm ²)	$f_{c,0,g,d}$ (MPa)	$F_{c,d}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{c,d}$)
Perna	21,0	2	34344	15,36	527,5	+98,1	0,19

Os valores de $F_{t,d}$, $F_{c,d}$ e $A_{net,m}$ foram obtidos através da utilização das expressões (3.44), (3.45) e (3.48), respetivamente. Por seu turno, os valores de $f_{t,0,g,d}$ e $f_{c,0,g,d}$ foram retirados do Quadro 5.33. O termo n_f diz respeito ao número de fiadas de parafusos.

Verifica-se que ambas as secções fragilizadas de madeira do pendural e das pernas cumprem os requisitos necessários.

iv. Rotura por corte em bloco

De acordo com o enunciado no subcapítulo 4.9.7 é necessário avaliar se esta ligação resiste à rotura por corte em bloco. Para tal, deve verificar-se que metade do esforço axial de tração atuante na perna na zona em estudo, N_{Ed} , é inferior ao valor de cálculo da resistência contra a rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rd}$ de cada um dos dois elementos em madeira que possuem uma espessura efetiva, t_1 , de 54,0 mm (este valor resulta da aplicação da expressão (5.56)). Os valores de f_r e t_p podem ser consultados no Quadro 5.85.

Os valores de $A_{net,t}$ e $A_{net,v}$ que se apresentam nos Quadros 5.100 e 5.102 foram obtidos através da aplicação das expressões (4.85) e (4.86), respetivamente. O Quadro 5.101 exhibe os valores de $l_{v,i}$, valores esses que são necessários para o cálculo de $L_{net,v}$ (para perceber o significado dos valores $l_{v,i}$ e $l_{t,i}$ recomenda-se a observação da Figura 4.10).

Quadro 5.100 – Valor de $A_{net,t}$ para a ligação em estudo.

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	$l_{t,1}$ (mm)	$L_{net,t}$ (mm)	t_1 (m)	$A_{net,t}$ (mm ²)
Perna	21,0	89,0	89,0	54,0	4806,0

Quadro 5.101 – Valores de $l_{v,i}$.

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	$l_{v,1}$ (mm)	$l_{v,2}$ (mm)	$l_{v,3}$ (mm)	$l_{v,4}$ (mm)	$l_{v,5}$ (mm)	$l_{v,6}$ (mm)
Perna	21,0	165,3	79,0	79,0	79,0	79,0	129,5

Quadro 5.102 – Valor de $A_{net,v}$ para a ligação em estudo.

Elemento	$L_{net,v}$ (mm)	t_1 (m)	$A_{net,v}$ (mm ²)
Perna	610,8	54,0	32983,2

Para obter o valor de $F_{bs,Rk}$ recorre-se à expressão (4.84), enquanto que o valor de $F_{bs,Rd}$ determina-se através da expressão (4.19) (recorda-se que o valor do coeficiente parcial de segurança correspondente às ligações, γ_M , é igual a 1,30). Os termos $F_{bs,Rk,t}$ e $F_{bs,Rk,v}$ dizem respeito à primeira e segunda expressões, respetivamente, que constam da condição apresentada na expressão (4.84). Todos estes valores estão expostos no Quadro 5.103.

Quadro 5.103 – Valor de $F_{bs,Rd}$.

Elemento	$F_{bs,Rk,t}$ (kN)	$F_{bs,Rk,v}$ (kN)	$F_{bs,Rk}$ (kN)	$F_{bs,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}/2$ (kN)
Perna	118,9	62,3	118,9	73,2	+22,0

Uma vez que o valor de $N_{Ed}/2$ é inferior ao valor de $F_{bs,Rd}$ verifica-se a segurança da ligação em relação à possibilidade de rotura por corte em bloco.

v. Distâncias mínimas a cumprir

Em conformidade com o estabelecido nos Quadros 3.5 e 4.9, apresentam-se nos Quadros 5.104 e 5.105 as distâncias mínimas dos parafusos às extremidades e aos bordos da chapa de ligação e dos elementos de madeira (ver Figuras 3.40 e 4.8). Podem ainda ser consultadas nos quadros mencionados as distâncias adotadas para a ligação em estudo.

Quadro 5.104 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação pernas-pendural).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004				Distâncias adotadas			
	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Pendural	100	-	140	80	100	-	359	80
Perna	100	80	140	80	100	110	140	125

Relativamente às distâncias mínimas às extremidades e aos bordos, a_3 e a_4 , decidiu-se por motivos de segurança adotar as expressões do Quadro 4.9 para que os resultados conduzam aos valores mais elevados.

Quadro 5.105 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação pernas-pendural).

Elemento	Distâncias mínimas – NP EN 1993-1-8:2010				Distâncias adotadas			
	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)
Pendural	26,4	26,4	48,4	-	70	50	100	-
Perna	26,4	26,4	48,4	52,8	70	50	100	110

vi. Esquema ilustrativo do pormenor da ligação pernas-pendural

A Figura 5.63 apresenta um esquema da ligação em estudo.

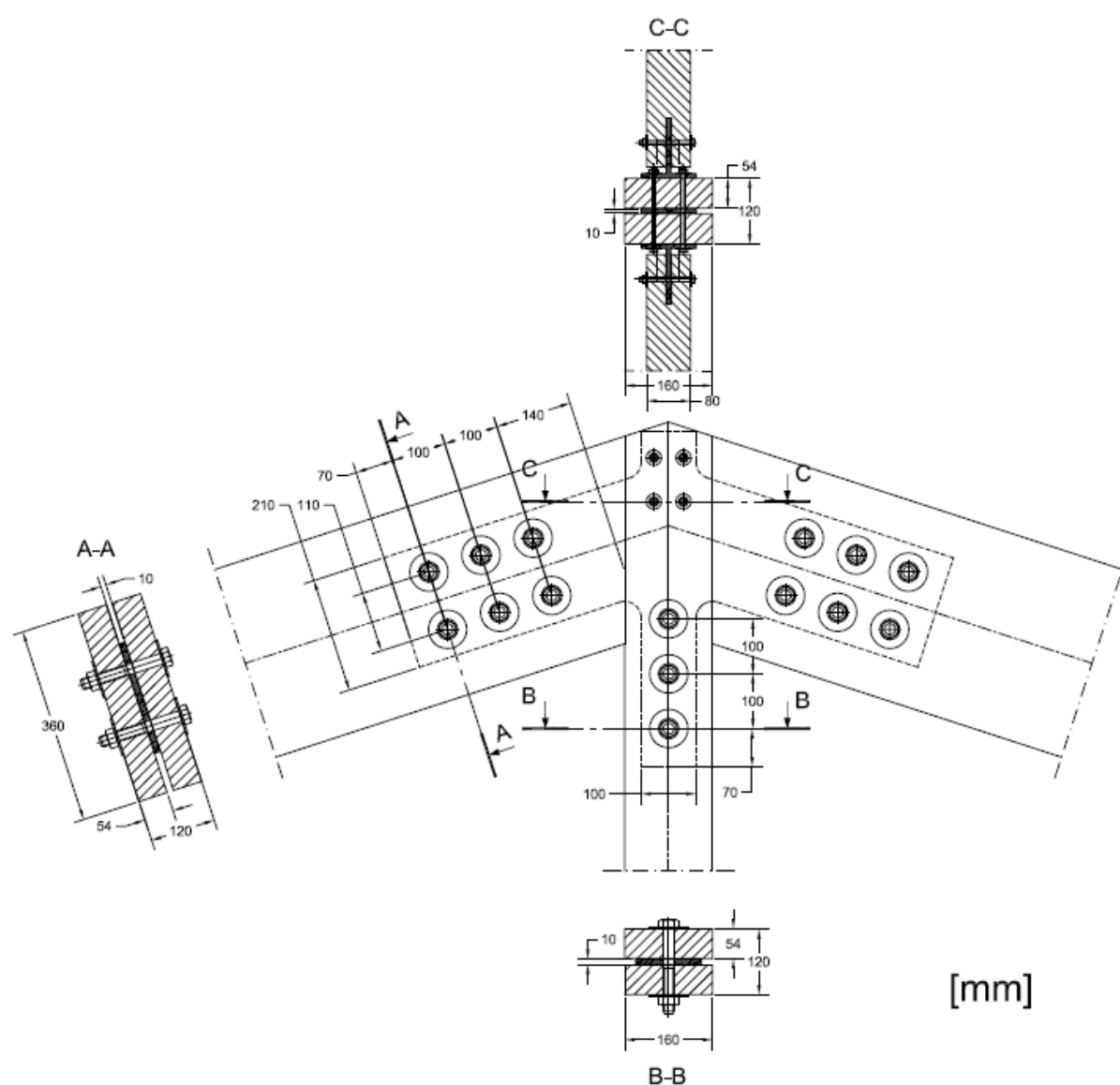


Figura 5.63 – Esquema da ligação pernas-pendural.

5.14.2.2 Ligação 2 – Escoras-Pendural

Os critérios de dimensionamento para a ligação escoras-pendural é idêntica à ligação pernas-pendural.

A Figura 5.64 ilustra os esforços de cálculo atuantes que existem no nó de cruzamento entre as escoras e o pendural.

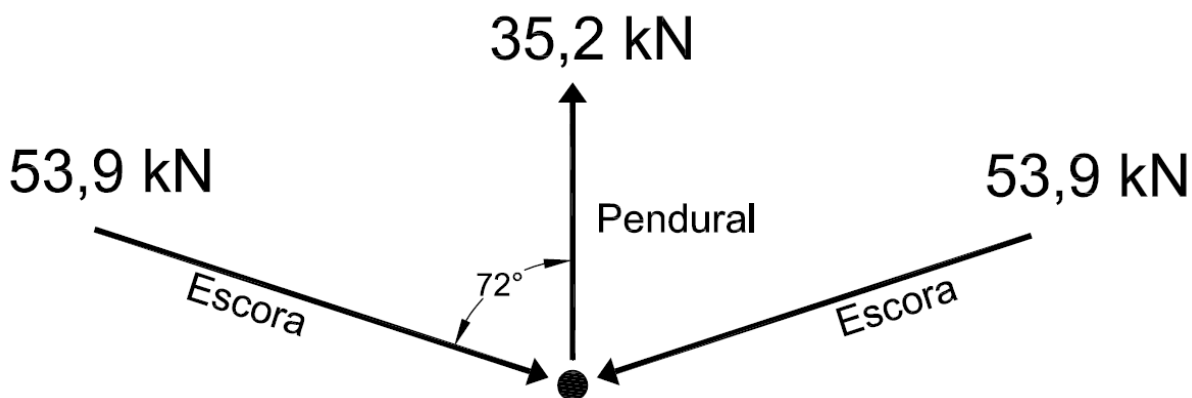


Figura 5.64 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre as escoras e o pendural.

i. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-aço

Conhecidos que são os aspetos relacionados com os parafusos adotados e a chapa de ligação que estão exibidos no Quadro 5.106, é possível determinar os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$. Uma vez que os parafusos adotados são do tipo M20 e a madeira utilizada é a mesma, os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$ são iguais aos apresentados no Quadro 5.86.

Quadro 5.106 – Aspetos relacionados com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das escoras ao pendural da Asna 1.

Elemento	d (mm)	$d_{0,m}$ (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)	f_r (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	t_1 (mm)
Pendural	20	21,0	100	8	2	22,0	55
Escora	20	21,0	120	8	2	22,0	55

Determinados que já estão os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$ (ver Quadro 5.86), é possível avançar para o cálculo dos valores de $F_{v,Rk,M1}$, $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$ (ver Quadros 5.107 a 5.109).

Quadro 5.107 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação escoras-pendural).

Elemento	$F_{v,Rk,M1}$ (N)
Pendural	27421
Escora	27421

Quadro 5.108 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação escoras-pendural).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M2}$ (N)
Pendural	227611	156672	38170	38170	56903	9543	237154
Escora	227611	156672	38170	38170	56903	9543	237154

Quadro 5.109 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação escoras-pendural).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M3}$ (N)
Pendural	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629
Perna	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629

Em concordância com o que foi dito na sequência da determinação do valor de cálculo do conjunto de parafusos, $F_{v,Rd,t}$, decidiu-se adotar a solução apresentada no Quadro 5.110 para a ligação escoras-pendural.

Quadro 5.110 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada (ligação escoras-pendural).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{v,Rd,t}$)
Pendural	M20	27421	54842	33749	3	2,0	67,6	+35,2	0,52
Escora	M20	27421	54842	33749	4	2,74	92,5	-53,9	0,58

ii. Chapa de ligação

Procede-se de seguida à avaliação dos valores de cálculo das forças resistentes que resultam das características geométricas da chapa de ligação.

Os Quadros 5.111 e 5.112 manifestam os valores de cálculo dos esforços resistentes de tração e compressão, $F_{t,Rd}$ e $F_{c,Rd}$ associados às características da chapa de ligação perfilhada.

Quadro 5.111 – Valor de cálculo da força de tração resistente da chapa, $F_{t,Rd}$, na ligação escoras-pendural.

Elemento	h_p (mm)	t_p (mm)	A (mm ²)	γ_{M0}	$F_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{t,Rd}$)
Pendural	100	8	800	1,0	220,0	+35,2	0,16

Quadro 5.112 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação escoras-pendural.

Elemento	h_p (mm)	t_p (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	$A_{net,p}$ (mm ²)	γ_{M0}	$F_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{c,Rd}$)
Escora	120	8	22,0	784	1,0	215,6	-53,9	0,25

No sentido de obter os valores de cálculo da resistência ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$, que se exibem no Quadro 5.115, é necessário determinar os valores dos coeficientes α_b e k_1 (consultar Quadros 5.113 e 5.114).

Quadro 5.113 – Determinação de α_b (ligação escoras-pendural).

Elemento	e_1 (mm)	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Pendural	70	1,06	1,86	1,0
Escora	70	1,06	1,86	1,0

Quadro 5.114 – Determinação de k_1 (ligação escoras-pendural).

Elemento	e_2 (mm)	$2,8 \times e_2/d_{0,p} - 1,7$	k_1
Pendural	50	4,66	2,5
Escora	60	5,94	2,5

Quadro 5.115 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação escoras-pendural).

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Pendural	1,25	137,6	+35,1	0,26
Escora	1,25	137,6	-53,9	0,39

Pode ser observado no Quadro 5.116 o valor de cálculo do esforço de corte resistente, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface escora-pendural da chapa de ligação (ver Figura 5.65).

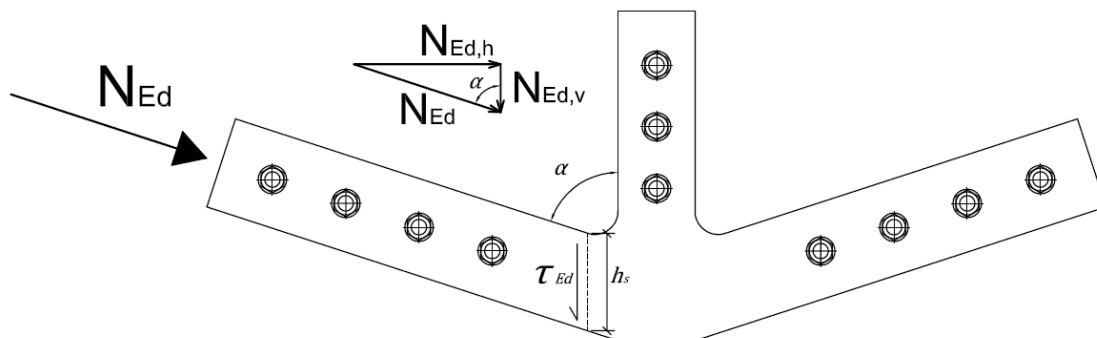


Figura 5.65 – Tensão de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa entre a escora e o pendural.

Quadro 5.116 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface escora-pendural.

Elemento	α (°)	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y / \sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	N_v (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Escora	72	126,2	1009,6	158,77	1,0	160,3	16,7	0,10

Os resultados expostos nos Quadros 5.111, 5.112, 5.115 e 5.116 permitem concluir que a chapa de ligação está preparada para transmitir as forças que surgem no nó de cruzamento entre as escoras e o pendural.

iii. Secção de madeira fragilizada

É necessário avaliar se a área reduzida da secção das escoras e do pendural, devido ao rasgo e furos que vão ser praticados, tem capacidade para transmitir as forças que atuam nesses elementos. Os valores de cálculo das forças resistentes de tração e compressão, $F_{t,d}$ e $F_{c,d}$ estão disponíveis nos Quadros 5.117 e 5.118.

Quadro 5.117 – Valor de cálculo de $F_{t,d}$ na área da secção de madeira fragilizada do pendural (ligação escoras-pendural).

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	$A_{net,m}$ (mm ²)	$f_{t,0,g,d}$ (MPa)	$F_{t,d}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{t,d}$)
Pendural	21,0	15290	11,62	177,6	+35,2	0,20

Quadro 5.118 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da escora (ligação escoras-pendural).

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	$A_{net,m}$ (mm ²)	$f_{c,0,g,d}$ (MPa)	$F_{c,d}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{c,d}$)
Escora	21,0	15290	15,36	234,9	+98,1	0,23

Verifica-se que a área de secção reduzida da madeira tem capacidade para transmitir as forças que se exigem.

iv. Distâncias mínimas a cumprir

As distâncias mínimas regulamentares dos parafusos às extremidades e aos bordos da chapa de ligação e dos elementos de madeira, bem como as distâncias que se decidiram adotar para a ligação escoras-pendural podem ser consultadas nos Quadros 5.119 e 5.120.

Quadro 5.119 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação escoras-pendural).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004			Distâncias adotadas		
	a_1 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Pendural	100	140	80	100	454,2	80
Escora	100	140	80	100	140	80

Quadro 5.120 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação escoras-pendural).

Elemento	Distâncias mínimas – NP EN 1993-1-8:2010			Distâncias adotadas		
	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)
Pendural	26,4	26,4	48,4	70	50	100
Escora	26,4	26,4	48,4	70	60	100

v. Esquema ilustrativo do pormenor da ligação escoras-pendural

A Figura 5.66 ilustra um esquema da ligação escoras-pendural.

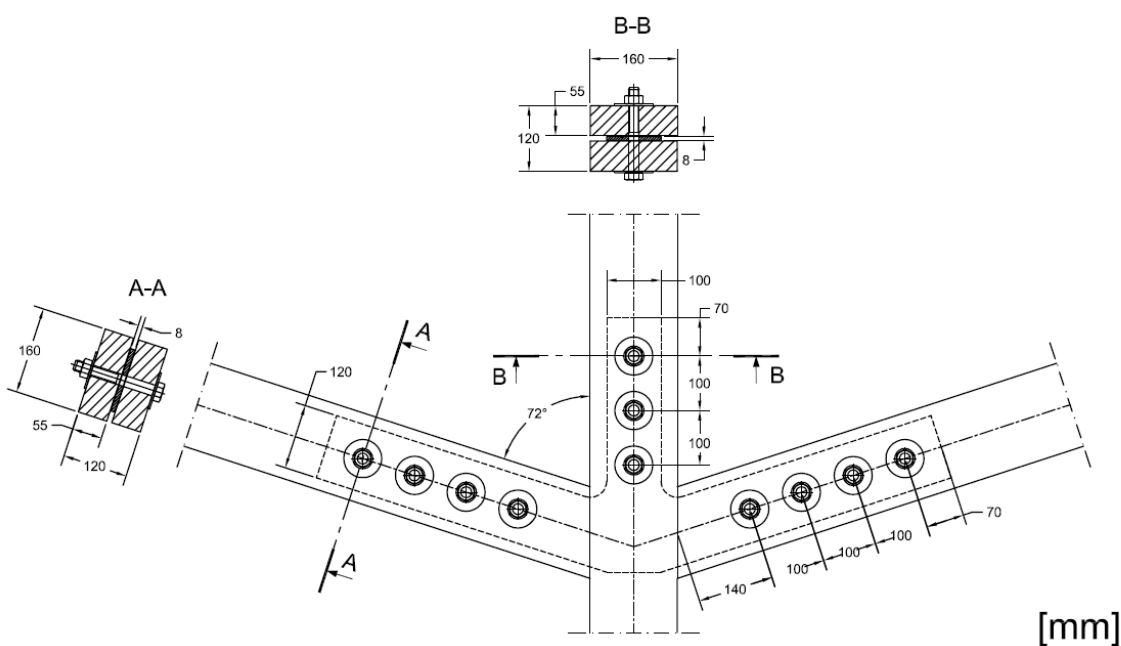


Figura 5.66 – Esquema da ligação escoras-pendural.

5.14.2.3 Ligação 3 – Perna-Escora

A tramitação a seguir para o dimensionamento da ligação perna-escora é a mesma que foi concebida para as duas ligações anteriores.

No entanto, neste caso em particular, face aos esforços que surgem no nó de interseção, designar-se-ão três elementos, a saber: a) Perna 1, b) Perna 2 e c) Escora (ver Figura 5.67). Realça-se que serão colocadas duas fiadas de parafusos nos elementos Perna 1 e Perna 2.

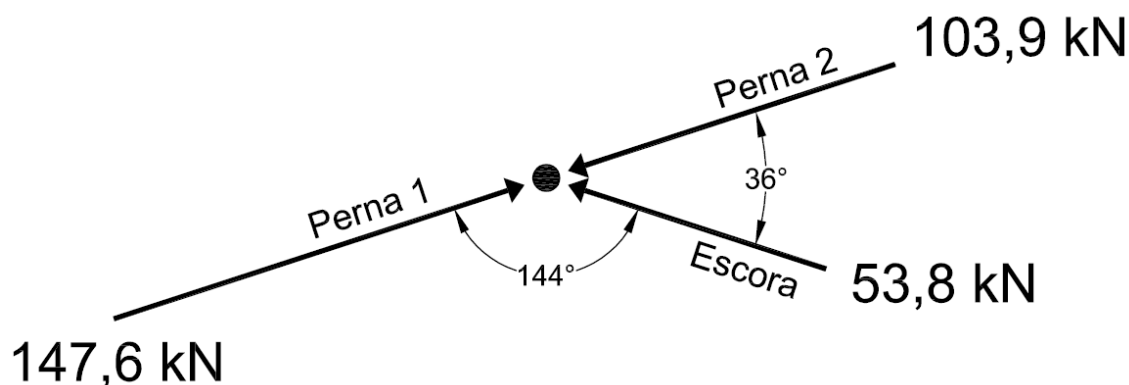


Figura 5.67 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre a perna e a escora.

i. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-aço

Uma vez que os parafusos a utilizar são do tipo M20, os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,1,k}$ a ter em consideração são os que se apresentam no Quadro 5.86. No Quadro 5.121 pode ser consultado um conjunto de informações relativo à chapa de ligação concebida para esta ligação.

Quadro 5.121 – Aspetos relacionados com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação da perna à escora da Asna 1.

Elemento	d (mm)	$d_{0,m}$ (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)	f_r (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	t_1 (mm)
Escora	20	21,0	120	10	2	22,0	54
Perna 1	20	21,0	210	10	2	22,0	54
Perna 2	20	21,0	210	10	2	22,0	54

Podem consultar-se os valores de $F_{v,Rk,M1}$, $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$ nos Quadros 5.122 a 5.124, respetivamente.

Quadro 5.122 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação perna-escora).

Elemento	$F_{v,Rk,M1}$ (N)
Escora	26922
Perna 1	26922
Perna 2	26922

Quadro 5.123 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação perna-escora).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M2}$ (N)
Escora	225727	156672	38170	38170	56432	9543	235270
Perna 1	225727	156672	38170	38170	56432	9543	235270
Perna 2	225727	156672	38170	38170	56432	9543	235270

Quadro 5.124 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação perna-escora).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M3}$ (N)
Escora	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629
Perna 1	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629
Perna 2	39087	156672	38170	38170	9772	9543	48629

A solução adotada para a ligação perna-escora em relação ao número de parafusos é apresentada nos Quadros 5.125 e 5.126.

Quadro 5.125 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as escoras (ligação perna-escora).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	N.º de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{v,Rd,t}$)
Escora	M20	26922	53844	33135	4	2,74	90,9	-53,8	0,59

Quadro 5.126 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada para as pernas (ligação perna-escora).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	N.º de parafusos por fiada	n_{ef} por fiada	N.º de fiadas	$F_{v,Rd,f}$ (kN)	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{v,Rd,t}$)
Perna 1	M20	26922	53844	33135	4	2,74	2	90,9	181,7	-147,6	0,81
Perna 2	M20	26922	53844	33135	3	2,12	2	70,1	140,3	-103,9	0,74

ii. Chapa de ligação

À semelhança do que foi realizado anteriormente começa-se por analisar a capacidade da chapa para transferir as forças atuantes, avaliando os valores de $F_{c,Rd}$ (ver Quadro 5.127).

Quadro 5.127 – Valor de cálculo da força de compressão resistente da chapa, $F_{c,Rd}$, na ligação perna-escora.

Elemento	h_p (mm)	t_p (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	n_f	$A_{net,p}$ (mm ²)	γ_{M0}	$F_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{c,Rd}$)
Escora	120	10	22,0	1	980	1,0	269,5	-53,8	0,20
Perna 1	210	10	22,0	2	1660	1,0	456,5	-147,6	0,32
Perna 2	210	10	22,0	2	1660	1,0	456,5	-103,9	0,23

Os valores de cálculo das resistências da chapa de ligação ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$, são dados no Quadro 5.130. Os Quadros 5.128 e 5.129 expõem os valores dos coeficientes α_b e k_1 , necessários para o cálculo das forças resistentes citadas.

Quadro 5.128 – Determinação de α_b (ligação perna-escora).

Elemento	e_1 (mm)	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Escora	70	1,06	1,86	1,0
Perna 1	70	1,06	1,86	1,0
Perna 2	70	1,06	1,86	1,0

Quadro 5.129 – Determinação de k_1 (ligação perna-escora).

Elemento	e_2 (mm)	$2,8 \times e_2/d_{0,p} - 1,7$	p_2 (mm)	$1,4 \times p_2/d_{0,p} - 1,7$	k_1
Escora	60	5,94	-	-	2,5
Perna 1	50	4,66	110	5,30	2,5
Perna 2	50	4,66	110	5,30	2,5

Quadro 5.130 – Valores de cálculo das forças resistentes ao esmagamento da chapa de ligação, $F_{b,Rd}$ (ligação perna-escora).

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Escora	1,25	172,0	-53,798	0,31
Perna 1	1,25	172,0	-147,608	0,86
Perna 2	1,25	172,0	-103,937	0,60

Os esforços de corte resistentes da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, nas zonas de interface consideradas podem ser analisados nos Quadros 5.131 e 5.132 (ver Figura 5.68). No que diz respeito à zona de interface da chapa perna 1-perna 2, a verificação ao corte será feita em relação ao esforço transverso atuante nessa mesma zona, V_{Ed} .

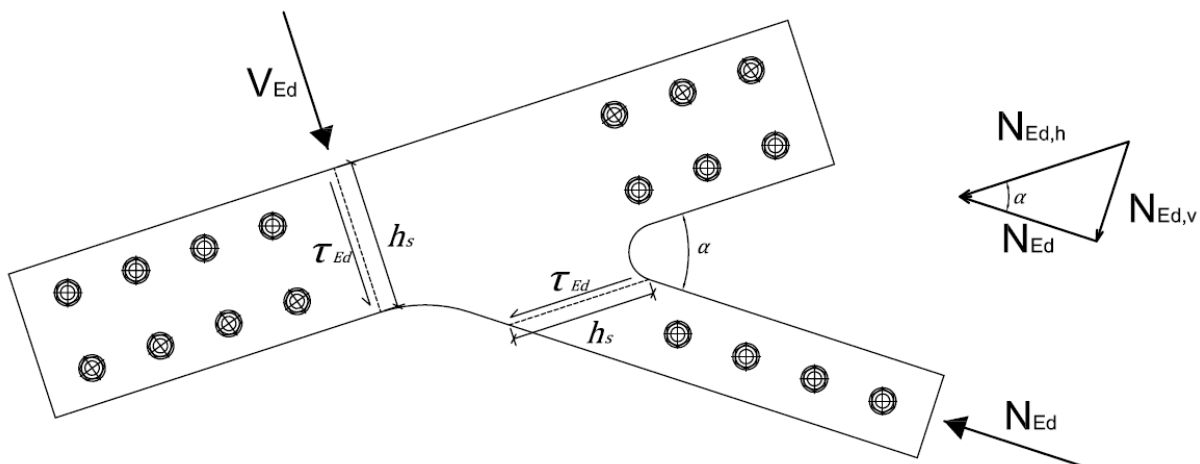


Figura 5.68 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , nas zonas de interface da chapa entre a perna e a escora.

Quadro 5.131 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface escora-perna.

Elemento	α (°)	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y / \sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	N_v (kN)	Rácio ($N_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Escora	36	204,2	2042,0	158,77	1,0	324,2	43,5	0,13

Quadro 5.132 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface perna 1-perna 2.

Elemento	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y / \sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	Rácio ($V_{Ed}/F_{b,Rd}$)
Perna 1	210	2100,0	158,77	1,0	333,4	22,0	0,07

Avaliadas as forças a que a chapa de ligação consegue resistir, pode afirmar-se que a mesma cumpre os requisitos de segurança que são regulamentarmente estabelecidos.

iii. Secção de madeira fragilizada

O valor de cálculo das forças de compressão resistentes, $F_{c,d}$, na zona útil das secções de madeira da escora e da perna é apresentado no Quadro 5.133.

Quadro 5.133 – Valor de cálculo de $F_{c,d}$ na área da secção de madeira fragilizada da perna (ligação perna-escora).

Elemento	$d_{0,m}$ (mm)	n_f	$A_{net,m}$ (mm ²)	$f_{c,0,g,d}$ (MPa)	$F_{c,d}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{c,d}$)
Escora	21,0	1	15012	15,36	230,6	-53,8	0,23
Perna 1	21,0	2	34344	15,36	527,5	-147,6	0,28
Perna 2	21,0	2	34344	15,36	527,5	-103,9	0,20

Os resultados demonstram que as áreas de secção úteis de madeira da escora e da perna estão preparadas para transmitir as forças atuantes.

iv. Distâncias mínimas a cumprir

Os Quadros 5.134 e 5.135 exibem as distâncias adotadas dos parafusos às extremidades e aos bordos da chapa de ligação e dos elementos de madeira para a ligação perna-escora. Estes quadros contêm ainda a informação relativa às distâncias mínimas regulamentares a cumprir. Realça-se que as distâncias a_3 que resultam da configuração adotada para a colocação dos parafusos na perna ultrapassam largamente o limite mínimo regulamentar.

Quadro 5.134 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação perna-escora).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004				Distâncias adotadas			
	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Escora	100	-	140	80	100	-	140	80
Perna 1	100	80	140	80	100	110	-	125
Perna 2	100	80	140	80	100	110	-	125

Quadro 5.135 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação perna-escora).

Elemento	Distâncias mínimas – NP EN 1993-1-8:2010				Distâncias adotadas			
	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)
Escora	26,4	26,4	48,4	-	70	60	100	-
Perna 1	26,4	26,4	48,4	52,8	70	50	100	110
Perna 2	26,4	26,4	48,4	52,8	70	50	100	110

v. Esquema ilustrativo do pormenor da ligação perna-escora

A Figura 5.69 apresenta um esquema representativo da ligação perna-escora.

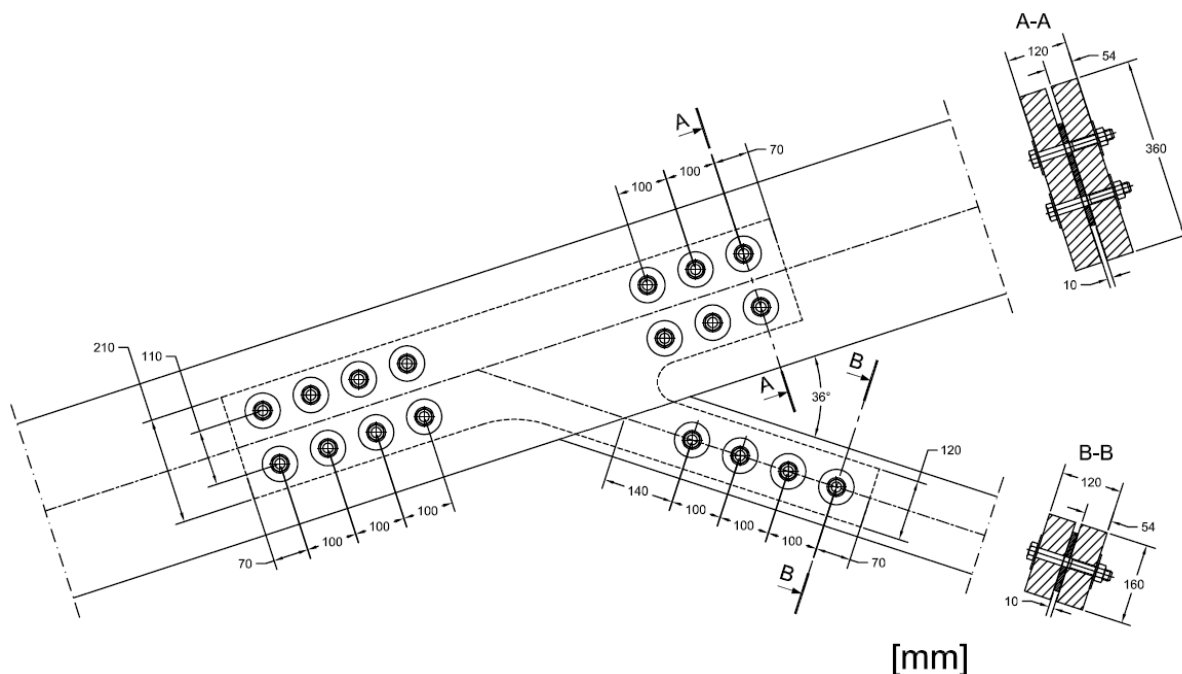


Figura 5.69 – Esquema da ligação perna-escora.

5.14.2.4 Ligação 4 – Perna-Linha

A ligação entre as pernas e a linha das asnas da cobertura será materializada através de placas denteadas. Conforme referido no subcapítulo 4.9.5, a resistência da ligação será dada pelo somatório das resistências das placas denteadas e dos parafusos de porca que atravessam o furo central das placas.

A Figura 5.70 apresenta o valor do esforço de compressão atuante na perna no nó de cruzamento entre a perna e a linha que a ligação terá de resolver.

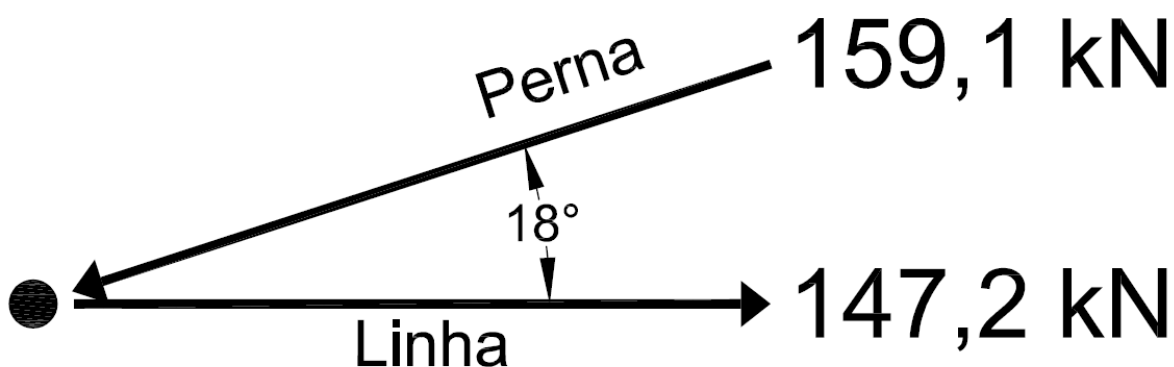


Figura 5.70 – Esforços de cálculo atuantes no nó de cruzamento entre a perna e a linha.

i. Resistência da placa denteada

A escolha do tipo de placa denteada depende da espessura de penetração do dente da placa na madeira, h_e (ver Figuras 3.21 ou 4.9).

As espessuras dos elementos a ligar apresentam-se no Quadro 5.136 (ver Figura 5.55).

Quadro 5.136 – Espessuras da linha e da perna, t_1 e t_2 .

Elemento	t_1 (mm)	t_2 (mm)
Perna	-	120
Linha	60	-

De acordo com o referido no subcapítulo 4.9.5 deverá garantir-se o enunciado na expressão (4.77):

$$t_1 \geq 2,25 \times h_e \Leftrightarrow h_e \leq \frac{t_1}{2,25} \Leftrightarrow h_e \leq \frac{60}{2,25} \Leftrightarrow h_e \leq 26,67 \text{ mm}$$

$$t_2 \geq 3,75 \times h_e \Leftrightarrow h_e \leq \frac{t_2}{3,75} \Leftrightarrow h_e \leq \frac{120}{3,75} \Leftrightarrow h_e \leq 32,00 \text{ mm}$$

O Quadro 5.137 apresenta um conjunto de características geométricas relacionadas com as placas denteadas do tipo C1 de diâmetro, d_c , igual a 75 mm (solução que se decidiu adotar).

Quadro 5.137 – Características das placas denteadas do tipo C1 ($d_c = 75$ mm). EN 912:2011.

Tipo	d_c (mm)	h_c (mm)	t (mm)	d_1 (mm)	h_e (mm)
C1	75	19,5	1,25	26,0	9,13

Como se pode verificar o valor de h_e da placa denteada do tipo C1 com 75 mm de diâmetro, d_c , cumpre a disposição da EN 1995-1-1:2004 exposta anteriormente.

O valor característico da resistência de uma placa denteada do tipo C1, $F_{v,Rk}$, é calculada de acordo com a expressão (4.75). Os coeficientes k_1 , k_2 e k_3 que constam dessa expressão são obtidos através das expressões (4.78), (4.79) e (4.83), respetivamente. Por sua vez, o valor de $a_{3,t}$ é dado pela expressão (4.80). Todos estes valores podem ser consultados no Quadro 5.138.

Quadro 5.138 – Valores de $F_{v,Rk}$ e dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 .

k_1	d (mm)	$a_{3,t}$ (mm)	k_2	$\rho_{k,GL24h}$ (kg.m ⁻³)	k_3	$F_{v,Rk}$ (N)
1,00	20	140	1,00	380	1,09	12693

Os termos d e $\rho_{k, GL24h}$ que surgem no Quadro 5.138 dizem respeito ao diâmetro do parafuso adotado e ao valor característico da massa volúmica da madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h, respetivamente. Remete-se para o próximo ponto do trabalho a explicação da escolha do diâmetro nominal do parafuso, d .

Uma vez que a ligação é em corte duplo, o número de placas denteadas a utilizar será sempre aos pares, logo a resistência de um par de placas denteadas em situação de corte duplo é o dobro da que resulta da aplicação da expressão (4.75).

Quadro 5.139 – Valor de cálculo da resistência do número de pares de placas adotados, $F_{v,Rd,p,t}$ (ligação perna-linha).

$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,p}$ (N)	$F_{v,Rd,p}$ (N)	Nº de pares de placas	$F_{v,Rd,p,t}$ (kN)	Nº total de placas
12693	25387	15623	5	78,1	10

Os significados dos termos que aparecem no Quadro 5.139 são os seguintes:

- $F_{v,Rk,p}$ – valor característico da resistência de um par de placas denteadas;
- $F_{v,Rd,p}$ – valor de cálculo da resistência de um par de placas denteadas;
- $F_{v,Rd,p,t}$ – valor de cálculo da resistência de cinco pares de placas denteadas.

Para determinar a resistência total da ligação falta averiguar a resistência dos parafusos que atravessam o furo central das placas denteadas.

ii. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-madeira

O diâmetro nominal do parafuso a eleger, d , depende do diâmetro do furo central da placa denteada, d_1 . Ao contrário do que acontece com os anéis e as placas circulares (tipos A e B da EN 912:2011), a EN1995-1-1:2004 não estabelece valores máximos e mínimos para os diâmetros nominais dos parafusos de porca a adotar.

Decidiu-se, face a um diâmetro do furo central da placa denteada, d_1 , igual a 26 mm, escolher parafusos com um diâmetro nominal, d , de 20 mm. O Quadro 5.140 recorda os valores das espessuras t_1 e t_2 , bem como o diâmetro nominal do parafuso adotado, d .

Quadro 5.140 – Diâmetro nominal do parafuso adotado e espessuras da linha e da perna, t_1 e t_2 .

d (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)
20	60	120

O cálculo dos valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte em ligações madeira-madeira requer o conhecimento dos valores do momento de cedência plástica dos parafusos, $M_{y,Rk}$, e da resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,0,k}$, que são dados pelas expressões (4.65) e (4.66), respetivamente. Estes valores apresentam-se no Quadro 5.141.

Quadro 5.141 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M20 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação perna-linha).

Parafuso	$M_{y,Rk}$ (N.mm)	$f_{h,0,k}$ (MPa)
M20	579281	24,93

Nas ligações madeira-madeira em que os parafusos estão sujeitos a corte duplo, a aplicação das expressões (4.56) a (4.59) permite determinar os valores característicos das resistências dos parafusos em consonância com o modo de rotura a que estão associados: $F_{v,Rk,M1,1}$, $F_{v,Rk,M1,2}$, $F_{v,Rk,M2}$, $F_{v,Rk,M3}$ (ver subcapítulo 3.6.1.1). Estas expressões traduzem o valor das resistências por plano de corte.

Uma vez que os materiais utilizados nos elementos a ligar são os mesmos (madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h), os valores de $f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ que constam das expressões (4.56) a (4.59) são iguais a $f_{h,0,k}$ e, como tal, o rácio β adquire o valor de 1,0 (expressão (4.60)).

Quadro 5.142 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1,1}$ e $F_{v,Rk,M1,2}$ (ligação perna-linha).

$F_{v,Rk,M1,1}$ (N)	$F_{v,Rk,M1,2}$ (N)
29914	29914

Quadro 5.143 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação perna-linha).

Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M2}$ (N)
18907	156672	38170	38170	4727	9543	23634

Quadro 5.144 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação perna-linha).

Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M3}$ (N)
27639	156672	38170	38170	6910	9543	34548

Os valores de $F_{v,Rk,M1,1}$, $F_{v,Rk,M1,2}$, $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$ podem ser consultados nos Quadros 5.142 a 5.144. Visto que as expressões (4.58) e (4.59) contemplam uma parcela que diz respeito ao efeito de cabo, surgem nos Quadros 5.143 e 5.144 os valores de $N_{t,Rk}$ e $N_{c,90,Rk}$.

A resistência do parafuso por plano de corte, $F_{v,Rk}$, para ligações madeira-madeira em situação de corte duplo, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,M1,1}; F_{v,Rk,M1,2}; F_{v,Rk,M2}; F_{v,Rk,M3}\} \quad (5.58)$$

Quadro 5.145 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$ (ligação perna-linha).

Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)
M20	23634	47268	29088	5	5	145,4

Os cinco parafusos M20 que farão parte desta ligação, atravessando a madeira através do furo central de cada um dos cinco pares de placas denteadas, apresentam a resistência, $F_{v,Rd,t}$, que é reproduzida no Quadro 5.145.

iii. Resistência total dos ligadores

A resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,t,l}$, é dada, conforme já referido, pela soma das resistências das placas denteadas, $F_{v,Rd,p,t}$, e dos parafusos, $F_{v,Rd,t}$. O valor de $F_{v,Rd,t,l}$ é fornecido no Quadro 5.146.

Quadro 5.146 – Valor de cálculo da resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,t,l}$ (ligação perna-linha).

Ligador	$F_{v,Rd,p,t}$ (kN)	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	$F_{v,Rd,t,l}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{v,Rd,t,l}$)
5 Pares de Placas C1	78,1	-	223,6	-159,1	0,71
5 Parafusos M20	-	145,4			

iv. Verificação de segurança em relação ao esmagamento do apoios

É necessário perceber se as tensões de compressão, $\sigma_{c,\alpha,d}$, que resultam da reação R_z em relação à combinação de ações ELU₁ ($R_z = 62,1 \text{ kN}$), que incidem no elemento perna segundo um ângulo em relação à direção do fio, α , de 72° (recorda-se que a inclinação da cobertura é de 18°) respeitam a verificação de segurança enunciada na expressão (4.34).

O comprimento de contacto da perna com o apoio será de 0,36 m (ver Figura 5.71). Este comprimento de contacto é resultado da solução adotada para a ligação Asna-Cachorro e que pode ser consultada no subcapítulo 5.14.5.

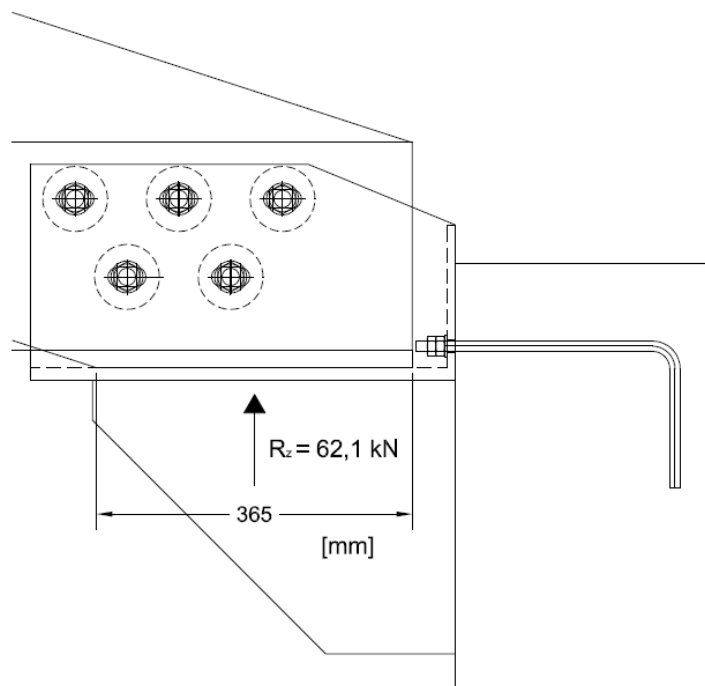


Figura 5.71 – Comprimento de contacto da perna com o apoio.

Quadro 5.147 – Tensão de compressão de cálculo atuante, $\sigma_{c,\alpha,d}$ na área de contacto da perna com o apoio.

Elemento	R_z (kN)	c (m)	l (m)	A (m ²)	$\sigma_{c,\alpha,d}$ (MPa)
Perna	62,1	0,36	0,12	0,0432	1,44

Quadro 5.148 – Valor de cálculo da resistência à compressão segundo um ângulo em relação à direção do fio, α .

Elemento	α (°)	$k_{c,90}$	$f_{c,0,d}$ (MPa)	$f_{c,90,d}$ (MPa)	$f_{c,\alpha,d}$ (MPa)
Perna	72	1,0	15,36	1,73	1,89

O valor de $\sigma_{c,\alpha,d}$ que surge no Quadro 5.147 foi obtido de acordo com a expressão (5.11). Os termos c e l dizem respeito ao comprimento e à largura de contacto do elemento perna com o apoio, respetivamente.

Em relação ao Quadro 5.148 importa dar nota de alguns aspetos. Para a determinação do valor de cálculo da resistência à compressão segundo um ângulo em relação à direção do fio, $f_{c,\alpha,d}$, considerou-se, conservativamente, que $k_{c,90}$ é igual a 1,0 (ver subcapítulo 4.7.1.5). O valor de $f_{c,0,d}$ foi retirado do Quadro 5.33, enquanto que o valor de $f_{c,90,d}$ foi calculado de acordo com a expressão (4.19) (assumindo que k_{mod} e γ_M são iguais a 0,80 e 1,25, respetivamente – ver subcapítulo 5.13.1).

A análise dos Quadros 5.147 e 5.148 permite concluir que não existe o risco de esmagamento dos apoios uma vez que $\sigma_{c,\alpha,d}$ é inferior a $f_{c,\alpha,d}$.

v. Distâncias mínimas a cumprir

Em concordância com o indicado no Quadro 4.11, determinaram-se as distâncias mínimas a cumprir das placas denteadas às extremidades e aos bordos do elemento linha. Estas distâncias, bem como aquelas que foram adotadas para a ligação perna-linha, figuram no Quadro 5.149. Tal como no caso das ligações 1 a 3, decidiu-se, conservativamente, adotar as expressões do Quadro 4.11 que conduzissem a valores mais elevados das distâncias mínimas a_3 e a_4 .

Quadro 5.149 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias das placas denteadas às extremidades e bordos da madeira (ligação perna-linha).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004				Distâncias adotadas			
	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Linha	112,5	90	150	60	120	90	150	65/85

vi. Esquema ilustrativo da ligação perna-linha

A Figura 5.72 pretende demonstrar de que forma é que vai ser materializada a ligação perna-linha das asnas que compõem a cobertura.

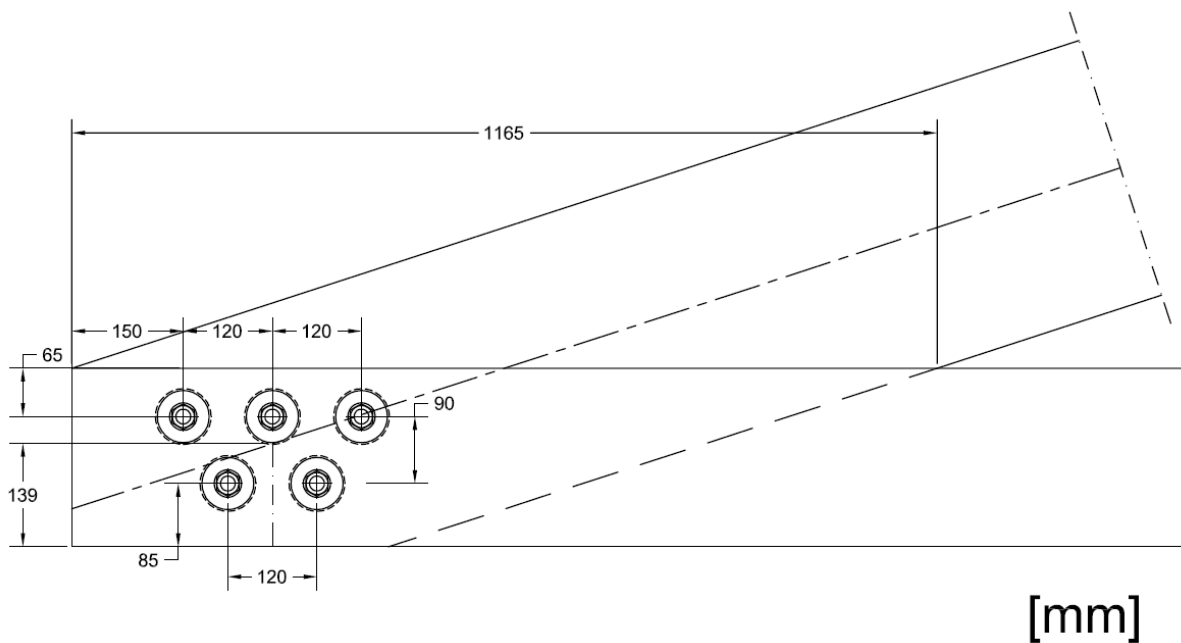


Figura 5.72 – Esquema da ligação perna-linha.

As distâncias das placas aos bordos superior e inferior da linha apresentam estes valores (65 mm e 85 mm, respetivamente) dado que se procurou fazer coincidir o centro de gravidade das placas denteadas e parafusos com o eixo da perna da asna evitando, desta forma, a existência de esforços que derivassem de excentricidades criadas face aos ligadores e às quais a ligação não pudesse dar resposta.

A posição do centro de gravidade das placas no eixo $\bar{z}\bar{z}$ é 13,90 cm, enquanto que o ótimo seria 13,85 cm.

5.14.2.5 Ligação 5a – Emenda da Linha

As linhas das asnas da cobertura apresentam um vão, l , de 15,90 m. Atendendo à indisponibilidade do mercado em fornecer elementos em madeira lamelada colada com esse comprimento, as linhas das asnas da cobertura serão constituídas por dois elementos, sendo que cada um deles terá um comprimento de 7,95 m. Face a esta situação, e uma vez que se pretende garantir que esses dois elementos se comportem como um só em termos de distribuição de esforços, terá de se proceder a uma emenda no local de ligação desses dois elementos. Esta emenda será dimensionada para garantir a transmissão do esforço axial atuante na linha em relação à combinação de ações ELU₁.

i. Componentes e geometria da emenda

A emenda será constituída por um elemento em madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h que ficará interposto entre a secção composta da linha (ver Figura 5.73). A união desses elementos será feita através de placas denteadas do tipo C1 e parafusos de porca.

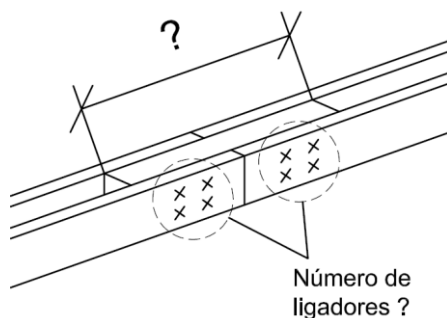


Figura 5.73 – Esquema da emenda da linha.

Para se saber o número de ligadores que assegurarão a transmissão do esforço axial atuante na linha avaliar-se-á a resistência das placas denteadas, à qual será somada a resistência dos parafusos de porca que os acompanham. Relativamente aos parafusos de porca, determinar-se-á o valor característico da resistência destes quando sujeitos a corte duplo e em ligações madeira-madeira. O comprimento da emenda será determinado depois de serem conhecidas as distâncias a respeitar entre ligadores e destes às extremidades da emenda. O procedimento de dimensionamento, no que diz respeito aos ligadores, é o mesmo que foi seguido no dimensionamento da ligação 4.

ii. Resistência da placa denteada

Antes de escolher uma das placas do tipo C1 deve-se estimar a espessura máxima de penetração dos dentes da placa nos elementos de madeira, h_e .

O Quadro 5.150 mostra as espessuras dos elementos a ligar (ver Figura 5.55).

Quadro 5.150 – Espessuras da linha e da emenda, t_1 e t_2 .

Elemento	t_1 (mm)	t_2 (mm)
Emenda	-	120
Linha	60	-

Conhecidas as espessuras dos elementos a ligar, procede-se à determinação dos valores máximos de h_e através da expressão (4.77):

$$t_1 \geq 2,25 \times h_e \Leftrightarrow h_e \leq \frac{t_1}{2,25} \Leftrightarrow h_e \leq \frac{60}{2,25} \Leftrightarrow h_e \leq 26,67 \text{ mm}$$

$$t_2 \geq 3,75 \times h_e \Leftrightarrow h_e \leq \frac{t_2}{3,75} \Leftrightarrow h_e \leq \frac{116}{3,75} \Leftrightarrow h_e \leq 30,93 \text{ mm}$$

Uma vez que as placas denteadas que foram escolhidas para estabelecer a ligação 4 cumprem o prescrito em relação aos valores de h_e , decidiu-se optar pelo mesmo tipo de placas para realizar esta ligação: tipo C1 com um diâmetro, d_c , de 75 mm (consultar características no Quadro 5.137). Volta-se novamente a optar por parafusos com um diâmetro nominal, d , igual a 20 mm.

O valor característico da resistência de uma placa denteada do tipo C1, $F_{v,Rk}$, com um diâmetro, d_c , igual a 75 mm, é apresentado no Quadro 5.151.

Quadro 5.151 – Valores de $F_{v,Rk}$ e dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 .

k_1	d (mm)	$a_{3,t}$ (mm)	k_2	$\rho_{k, GL24h}$ (kg.m ⁻³)	k_3	$F_{v,Rk}$ (N)
1,00	20	140	1,00	380	1,09	12693

Mais uma vez, sendo a ligação em corte duplo, o número de placas denteadas a utilizar será sempre aos pares. O valor de cálculo da resistência dos pares de placas, $F_{v,Rd,p,t}$, necessários para garantir a resistência da ligação está exposto no Quadro 5.152.

Quadro 5.152 – Valor de cálculo da resistência do número de pares de placas adotados, $F_{v,Rd,p,t}$ (emenda da linha).

$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,p}$ (N)	$F_{v,Rd,p}$ (N)	Nº de pares de placas	$F_{v,Rd,p,t}$ (kN)	Nº total de placas
12693	25387	15623	4	62,5	8

iii. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-madeira

Para parafusos M20 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h, os valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$, são os apresentados no Quadro 5.141.

Os valores característicos da resistência dos parafusos associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1,1}$ e $F_{v,Rk,M1,2}$, podem ser consultados no Quadro 5.153. Por sua vez, os valores característicos da resistência destes ligadores respeitantes aos modos de rotura 2 e 3, $F_{v,Rk,M2}$ e $F_{v,Rk,M3}$, são os que constam nos Quadros 5.143 e 5.144.

Quadro 5.153 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1,1}$ e $F_{v,Rk,M1,2}$ (emenda da linha).

$F_{v,Rk,M1,1}$ (N)	$F_{v,Rk,M1,2}$ (N)
29914	29914

O valor de cálculo da resistência de quatro parafusos M20, $F_{v,Rd,t}$, é apresentado no Quadro 5.154.

Quadro 5.154 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$ (emenda da linha).

Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)
M20	23634	47268	29088	4	4	116,4

iv. Resistência total dos ligadores

O valor de cálculo da resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,t,l}$, pode ser consultado no Quadro 5.155.

Quadro 5.155 – Valor de cálculo da resistência total dos ligadores, $F_{v,Rd,t,l}$ (emenda da linha).

Ligador	$F_{v,Rd,p,t}$ (kN)	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	$F_{v,Rd,t,l}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{v,Rd,t,l}$)
4 Pares de Placas C1	62,45	-	178,8	+147,2	0,82
4 Parafusos M20	-	116,4			

v. Distâncias mínimas a cumprir

No Quadro 5.156 figuram as distâncias mínimas regulamentares das placas denteadas do tipo C1 ($d_c = 75$ mm) às extremidades e aos bordos da emenda de madeira. Consta ainda do mesmo quadro a informação relativamente às distâncias que foram adotadas.

Quadro 5.156 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias das placas denteadas às extremidades e bordos da madeira (emenda da linha).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004				Distâncias adotadas			
	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Linha	112,5	90	150	60	-	100	150	70

vi. Dimensões da emenda de madeira

A emenda em madeira apresentará as dimensões apresentadas no Quadro 5.157. Depois de definidas as distâncias das placas denteadas às extremidades e aos bordos da madeira, verifica-se que a emenda apresentará um comprimento, c , de 0,60 m.

Quadro 5.157 – Dimensões da emenda de madeira.

Classe da madeira	b (m)	h (m)	c (m)
GL24h	0,12	0,24	0,60

vii. Esquema ilustrativo da ligação emenda da linha

A Figura 5.74 pretende ilustrar o aspeto final da ligação emenda linha.

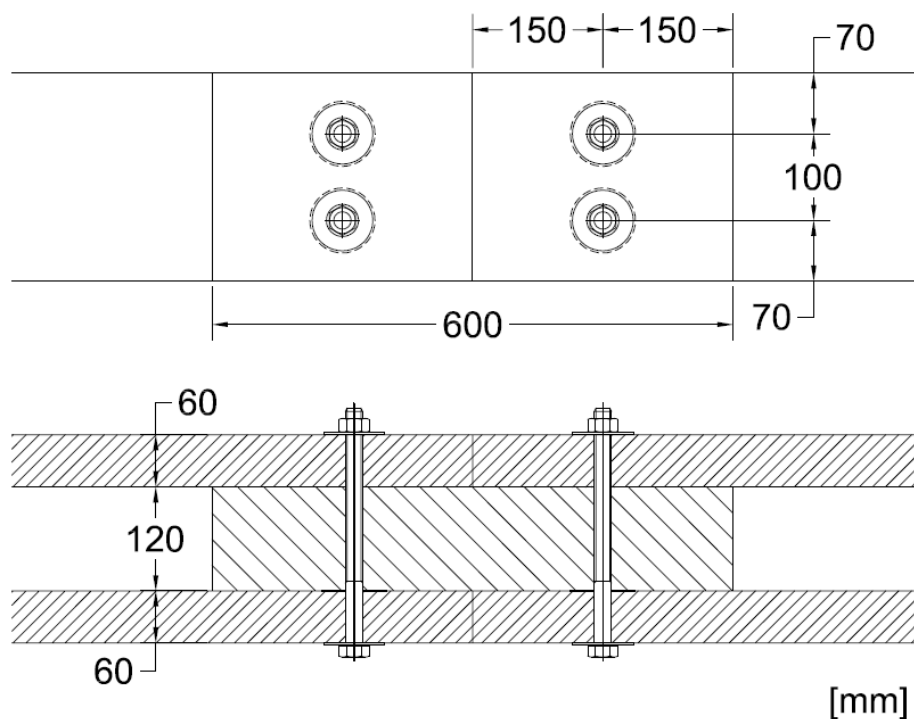


Figura 5.74 – Ligação emenda da linha (alçado e corte).

5.14.2.6 Ligação 5b – Pendural-Linha

A ligação entre o pendural e a linha envolve uma passagem de esforços desprezável, pelo que não é necessário dimensionar esta ligação. A consulta do diagrama de esforço axial da Asna 1 (ver Figura A.1) demonstra que os esforços que o pendural transmite para a linha são despreciables. Este facto é tido em conta na execução de um conjunto muito alargado de asnas de coberturas do tipo em estudo, que, geralmente, apresentam a configuração ilustrada na Figura 5.75, nomeadamente no que diz respeito à ligação entre o pendural e a linha. Conforme se pode observar nesta figura o pendural não está ligado à linha da asna; este facto facilita ainda a adoção da configuração da secção da linha da asna ilustrada na Figura 5.55.

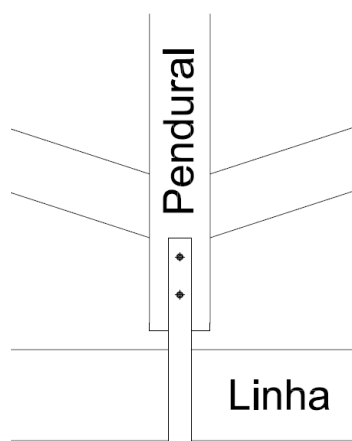


Figura 5.75 – Ligação pendural-linha.

Para materializar esta ligação será colocada uma chapa de aço que abraça a linha ao pendural (ver Figura 5.76); pormenor construtivo que é corrente para ligar o pendural à linha.

Os Quadros 5.158 e 5.159 apresentam as características relacionadas com a chapa e os parafusos de porca a utilizar nesta ligação.

Quadro 5.158 – Características da chapa a utilizar na ligação pendural-linha.

Classe	t_p (mm)	h_p (mm)	l_t (mm)
S275	6	550	256

Quadro 5.159 – Tipo de parafusos a utilizar na ligação da chapa ao pendural.

Tipo	N.º de parafusos
M8	2

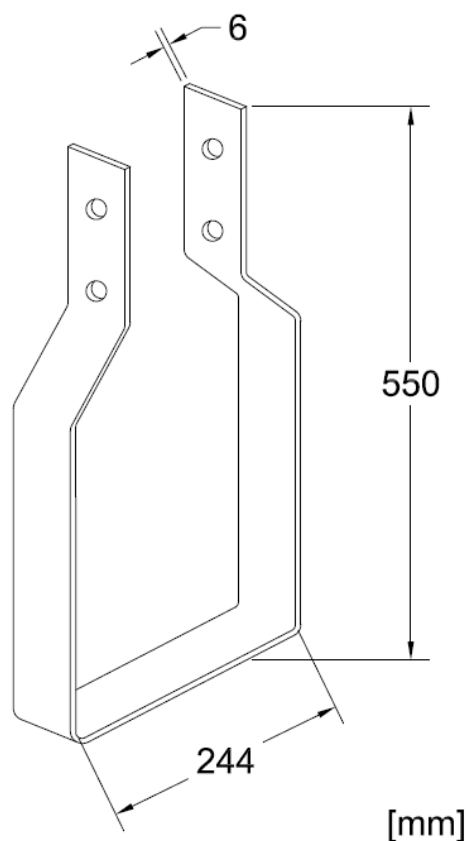


Figura 5.76 – Pormenor da chapa de ligação do pendural à linha.

5.14.2.7 Ligação 6 – Travamento da Linha

O travamento será a cada sexto da linhas das asnas e será materializado através de um pormenor idêntico ao idealizado para a emenda da linha (ver subcapítulo 5.14.2.5): placas denteadas do tipo C1 com 75 mm de diâmetro, d_c , e parafusos de porca M20 a ligar os elementos da linha a um elemento de madeira com as dimensões apresentadas no Quadro 5.160; o termo c diz respeito ao comprimento do elemento (ver Figura 5.77).

Quadro 5.160 – Dimensões do bloco de madeira a utilizar no travamento da linha.

Classe da madeira	b (m)	h (m)	c (m)
GL24h	0,12	0,24	0,30

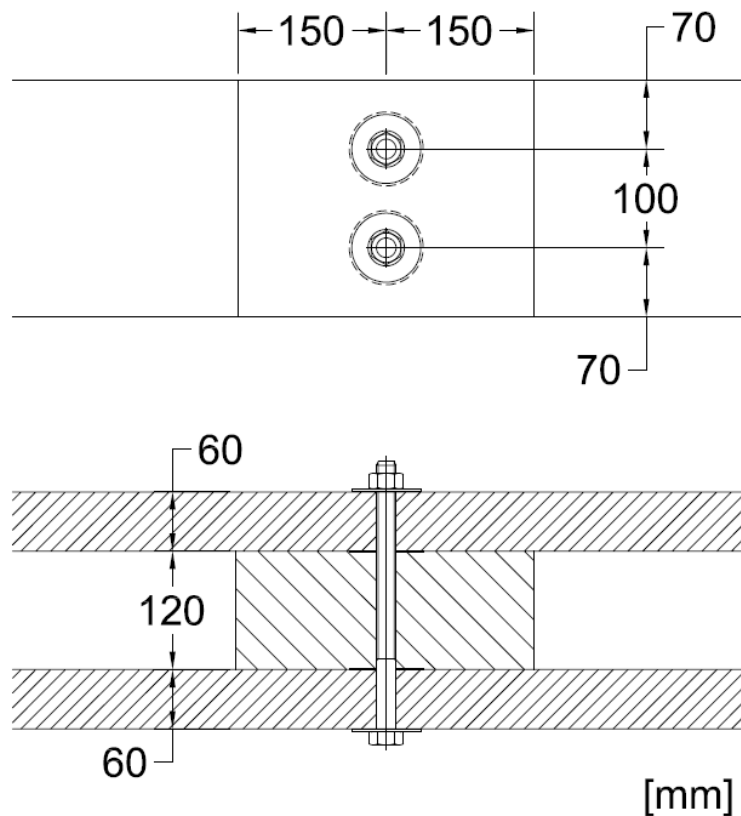


Figura 5.77 – Travamento da linha (alçado e corte).

5.14.3 LIGAÇÃO MADRE-PERNA

A ligação das madres às pernas das asnas realizar-se-á através de uma chapa de ligação em forma de ‘T’, conforme ilustrado na Figura 5.79. A chapa conterá seis furos. Os dois que são realizados na alma da chapa serão atravessados por parafusos de porca que ligarão as madres às chapas. Estes ligadores serão dimensionados para resistir ao esforço transversal que surge nessa zona (ver Figuras 5.78 e A.10). Os quatro restantes permitirão aparafusar a chapa às pernas das madres. O banzo inferior da chapa não terá qualquer função estrutural – servirá apenas, durante a fase de construção do edifício, como uma ajuda para a montagem das madres nas chapas.



Figura 5.78 – Esforço transversal atuante na zona em estudo.

i. Resistência do parafuso sujeito a corte duplo e em ligações madeira-aço

Os Quadros 5.161 a 5.165 reúnem o conjunto de informação necessária para a determinação do valor de cálculo da resistência dos dois parafusos M8, $F_{v,Rd,t}$, que serão colocados na ligação em estudo e que, por sua vez, se apresenta no Quadro 5.166. O procedimento que levou à obtenção deste conjunto de resultados é o mesmo que foi adotado para a ligação 1, por exemplo.

Quadro 5.161 – Características relacionadas com o tipo de parafusos e a chapa de ligação utilizados na ligação das madres às pernas da Asna 1.

Elemento	d (mm)	$d_{0,m}$ (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)	f_r (mm)	$d_{0,p}$ (mm)	t_1 (mm)
Madre	8	9,0	200	8	2	10,0	35

Quadro 5.162 – Valores de $M_{y,Rk}$ e $f_{h,0,k}$ para parafusos M8 e madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h (ligação madre-perna).

Parafuso	$M_{y,Rk}$ (N.mm)	$f_{h,1,k}$ (MPa)
M8	53487	28,67

Quadro 5.163 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 1, $F_{v,Rk,M1}$ (ligação madre-perna).

Elemento	$F_{v,Rk,M1}$ (N)
Madre	8027

Quadro 5.164 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 2, $F_{v,Rk,M2}$ (ligação madre-perna).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M2}$ (N)
Madre	34940	23040	6107	6107	8735	1527	36467

Quadro 5.165 – Valores característicos da resistência do parafuso por plano de corte, associados ao modo de rotura 3, $F_{v,Rk,M3}$ (ligação madre-perna).

Elemento	Parcela de Johansen (N)	$N_{t,Rk}$ (N)	$N_{c,90,Rk}$ (N)	$F_{ax,Rk}$ (N)	0,25×Parcela de Johansen (N)	$F_{ax,Rk}/4$ (N)	$F_{v,Rk,M3}$ (N)
Madre	8055	23040	6107	6107	2014	1527	9582

Quadro 5.166 – Valor de cálculo da resistência do conjunto de parafusos em corte duplo, $F_{v,Rd,t}$, e solução final adotada (ligação madre-perna).

Elemento	Parafuso	$F_{v,Rk}$ (N)	$F_{v,Rk,cd}$ (N)	$F_{v,Rd,cd}$ (N)	Nº de parafusos	n_{ef}	$F_{v,Rd,t}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{v,Rd,t}$)
Madre	M8	8027	16054	9879	2	1,85	18,3	4,5	0,25

ii. Chapa de ligação

Relativamente à chapa que será usada nesta ligação apresenta-se no Quadro 5.167 o valor de cálculo do esforço de corte resistente, $V_{pl,Rd}$, na zona da chapa ilustrada na Figura 5.79. Como se pode ver pelos resultados apresentados a configuração que a chapa apresenta resiste ao esforço de corte atuante, V_{Ed} .

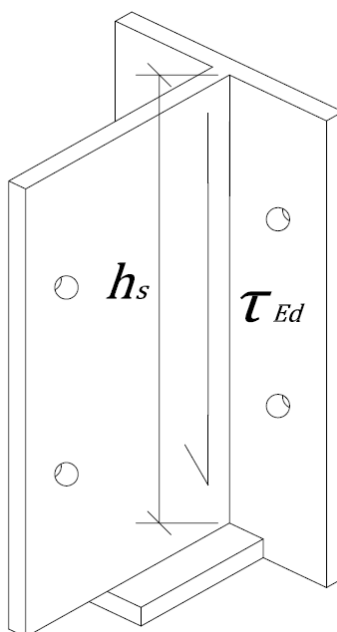


Figura 5.79 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa em estudo.

Quadro 5.167 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface em estudo.

Elemento	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y / \sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{b,Rd}$)
Madre	190,0	1520,0	158,77	1,0	241,3	4,5	0,02

iii. Distâncias mínimas a cumprir

Os Quadros 5.168 e 5.169 expõem as distâncias mínimas regulamentares, bem como as adotadas, dos parafusos às extremidades e aos bordos da chapa de ligação e dos elementos de madeira.

Quadro 5.168 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da madeira (ligação madre-perna).

Elemento	Distâncias mínimas – EN 1995-1-1:2004				Distâncias adotadas			
	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	a_3 (mm)	a_4 (mm)
Madre	40	32	80	32	54	80	80	60

Quadro 5.169 – Valores mínimos a cumprir e os adotados para as distâncias dos parafusos às extremidades e bordos da chapa de ligação (ligação madre-perna).

Elemento	Distâncias mínimas – NP EN 1993-1-8:2010				Distâncias adotadas			
	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)
Escora	12	12	22	24	23	52	54	80

iv. Esquema ilustrativo da ligação Madre-Perna

A Figura 5.80 apresenta um esquema da chapa de ligação que será usada para ligar as madres às pernas das asnas da cobertura (ver também Figura 5.63).

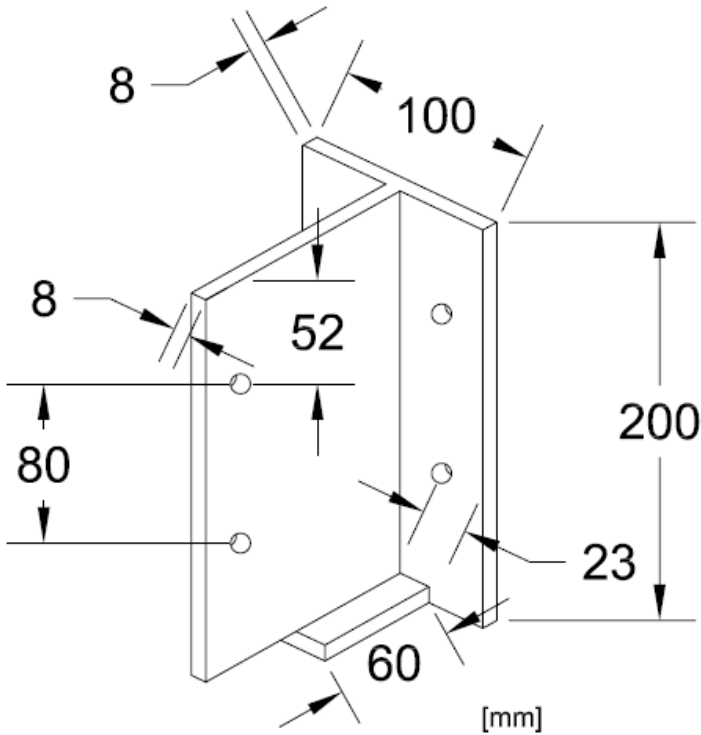


Figura 5.80 – Pormenor da chapa de ligação da madre à perna.

5.14.4 LIGAÇÃO MADRE-PAREDE

A ligação das madres às paredes será feita através de chapas de ligação com a mesma configuração das usadas na ligação anterior. O diâmetro nominal dos parafusos será também o mesmo, uma vez que a reação que surge nos apoios das madres nas paredes é de 4,5 kN (ver Figura A.10).

O comprimento de penetração dos parafusos de porca no betão foi determinado, conservativamente, como se de chumbadouros se tratasse. Como tal, foi calculado, de acordo com a EN 1992-1-1:2010, o comprimento de amarração de varões de aço com um diâmetro de 8 mm e com uma tensão instalada na secção do varão de 160 MPa (valor que é arbitrado). Uma vez que a ligação das asnas aos cachorros envolve o dimensionamento de chumbadouros, remete-se para essa ligação a descrição pormenorizada do procedimento que deve ser seguido para determinar esse comprimento de amarração, l_{bd} (ver subcapítulo 5.14.5). As propriedades dos materiais que foram consideradas para quantificar este comprimento de amarração são as apresentadas nos Quadros 5.170 e 5.171. Por sua vez, os Quadros 5.172 e 5.173 apresentam o valor da resistência de quatro varões de aço de 8 mm de diâmetro nominal, $N_{syd,t}$, de acordo com uma tensão instalada na secção do varão de 160 MPa e o valor de cálculo do comprimento de amarração, l_{bd} , respetivamente.

Quadro 5.170 – Propriedades do betão de classe de resistência C20/25. NP EN 1992-1-1:2010.

Classe	$f_{ctk0,05}$ (MPa)	γ_c (MPa)	f_{ctd} (MPa)
C20/25	1,5	1,15	1

Quadro 5.171 – Propriedades do aço A235 EL e de varões de 8 mm de diâmetro nominal. Soluções M (2012).

Classe	f_{syk} (MPa)	γ_s (MPa)	f_{syd} (MPa)	Diâmetro nominal – $\phi_{varão}$ (mm)	$A_{\phi 12}$ (cm ²)	N_{syd} (kN)
A235 EL	235	1,15	204	8	0,503	10,3

Quadro 5.172 – Valor da resistência de quatro varões de aço de 8 mm de diâmetro nominal.

$\phi_{varão}$ (mm)	σ_{sd} (MPa)	$A_{\phi 12}$ (cm ²)	N_{syd} (kN)	Nº de varões	$N_{syd,t}$ (kN)	R_z (kN)
8	160	0,503	8,0	4	32,2	4,5

Quadro 5.173 – Comprimento de amarração de cálculo de varões de aço de 8 mm de diâmetro no betão.

$\phi_{varão}$ (mm)	σ_{sd} (MPa)	η_1	η_2	f_{ctd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,rqd}$ (m)	$l_{b,min}$ (m)	l_{bd} (m)
8	160	0,7	1,0	1	1,58	0,20	0,10	0,20

5.14.5 LIGAÇÃO ASNA-CACHORRO

As asnas da cobertura apoiar-se-ão em cachorros que estão solidarizados com os pilares do picadeiro.

A ligação será materializada da seguinte forma: as extremidades das pernas apoiar-se-ão em chapas metálicas que, por sua vez, serão ligadas ao pilar através de dois chumbadouros (ver Figura 5.81). Os chumbadouros serão dimensionados no sentido de resistirem ao valor da reação que se verifica nos apoios das asnas em relação à combinação de ações ELU_2 , em que o vento é a ação variável de base, evitando assim que a ação do vento possa deslocar as asnas do seu local original, no cenário em que o vento tende a fazê-lo. É importante realçar que este dimensionamento é realizado no pressuposto de todos os elementos da cobertura estarem solidariamente ligados uns com os outros.

Os cinco furos ovalizados que serão feitos na parte da chapa onde as superfícies laterais da linha encostarão serão alinhados no sentido de serem atravessados por igual número de parafusos de porca que servem para estabelecer a ligação entre as pernas e as linhas das asnas (ver subcapítulo 5.14.2.4). A ovalização dos furos será feita na direção onde se quer libertar o deslocamento (direção $\bar{x}\bar{x}$), fazendo corresponder o modelo real ao modelo de cálculo que foi adotado. Os furos ovalizados permitem ainda maiores tolerâncias na montagem.

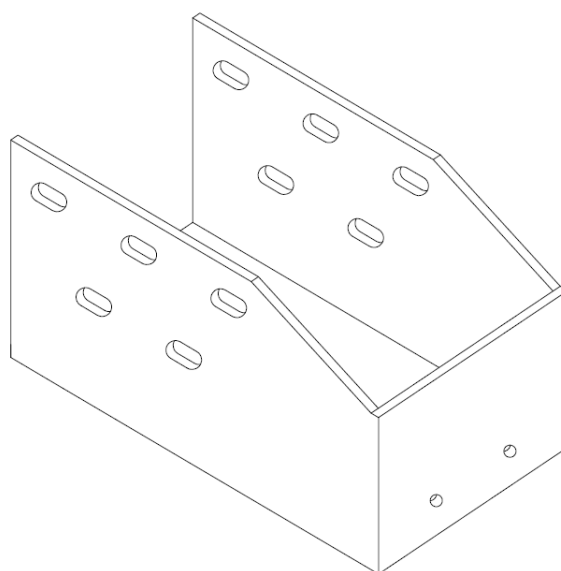


Figura 5.81 – Esquema da chapa de ligação das extremidades das asnas da cobertura aos cachorros.

i. Dimensionamento dos chumbadouros

Os chumbadouros serão cravados nos pilares de betão e deverão resistir à força que se verifica nos apoios e que resulta, conforme já referido, da combinação de ações ELU_2 . A força em questão tem o valor de 23,5 kN (ver Figura A.4).

Decidiu-se optar por varões lisos de aço A235 EL, de 12 mm de diâmetro nominal (roscados numa das extremidades para que possam ser aparafusados à chapa de ligação através de duas porcas). Depois de conhecida a força máxima de tração a que o varão do tipo mencionado resiste, N_{syd} , foi arbitrada uma tensão instalada no aço, σ_{sd} , de 160 MPa, de forma a definir o comprimento de amarração dos varões nos cachorros, l_{bd} . Os Quadros 5.174 e 5.175 reúnem um conjunto de informações relacionadas com as propriedades do betão de classe de resistência C20/25 e de varões de aço A235 EL.

Quadro 5.174 – Propriedades do betão de classe de resistência C20/25. NP EN 1992-1-1:2010.

Classe	$f_{ctk0,05}$ (MPa)	γ_c (MPa)	f_{ctd} (MPa)
C20/25	1,5	1,15	1

Quadro 5.175 – Propriedades do aço A235 EL e de varões de 12 mm de diâmetro nominal. Soluções M (2012).

Classe	f_{syk} (MPa)	γ_s (MPa)	f_{syd} (MPa)	Diâmetro nominal – $\phi_{varão}$ (mm)	$A_{\phi 12}$ (cm ²)	N_{syd} (kN)
A235 EL	235	1,15	204	12	1,131	23,1

Os valores de f_{ctd} , f_{syd} e N_{syd} foram obtidos através das expressões (5.33), (5.36) e (5.11), respetivamente.

O Quadro 5.176 apresenta o valor da resistência de dois varões de aço de 12 mm de diâmetro nominal, $N_{syd,t}$, de acordo com uma tensão instalada na secção do varão de 160 MPa.

Quadro 5.176 – Valor da resistência de dois varões de aço de 12 mm de diâmetro nominal.

$\phi_{varão}$ (mm)	σ_{sd} (MPa)	$A_{\phi 12}$ (cm ²)	N_{syd} (kN)	Nº de varões	$N_{syd,t}$ (kN)	R_z (kN)
12	160	1,131	18,1	2	36,2	23,5

A observação do Quadro 5.176 permite perceber que os dois varões de aço resistem à força de reação, R_z , que surge nos apoios das asnas em relação à combinação de ações ELU₂.

O Quadro 5.177 apresenta o valor do comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , dos chumbadouros nos cachorros de betão, de acordo com uma tensão instalada na secção do varão de 160 MPa. O procedimento e as considerações a tomar no cálculo de l_{bd} apresentam-se na parte final do subcapítulo 5.5.

Quadro 5.177 – Comprimento de amarração de cálculo dos chumbadouros nos cachorros de betão.

$\phi_{varão}$ (mm)	σ_{sd} (MPa)	η_1	η_2	f_{ctd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,rqd}$ (m)	$l_{b,min}$ (m)	l_{bd} (m)
12	160	0,7	1,0	1	1,58	0,31	0,12	0,31

Os valores de $l_{b,rqd}$, f_{bd} , l_{bd} e $l_{b,min}$ foram determinados de acordo com as expressões (5.31), (5.32), (5.34) e (5.35), respetivamente.

ii. Chapa de ligação

No que diz respeito à chapa de ligação projetada é necessário analisar o valor de cálculo do esforço de corte resistente $V_{pl,Rd}$, na zona da chapa ilustrada na Figura 5.82. Esta verificação deve constatar que o valor da reação R_z que pode provocar tensões de corte na chapa é inferior ao valor de $V_{pl,Rd}$.

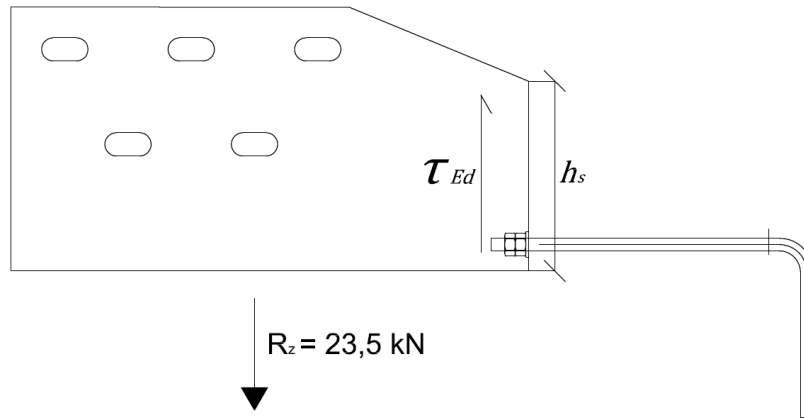


Figura 5.82 – Tensões de corte atuante, τ_{Ed} , na zona de interface da chapa em estudo.

Quadro 5.178 – Valor de cálculo do esforço de corte resistente da chapa de ligação, $V_{pl,Rd}$, na zona de interface em estudo.

Elemento	t_p (mm)	h_s (mm)	A_i (mm ²)	$f_y / \sqrt{3}$ (MPa)	γ_{M0}	$V_{pl,Rd}$ (kN)	R_z (kN)	Rácio ($N_{Ed} / F_{b,Rd}$)
Asna	10,0	180,0	1800,0	158,77	1,0	285,8	23,5	0,08

Através da análise do Quadro 5.178 verifica-se, como desejado, que o valor de R_z é inferior ao valor de $V_{pl,Rd}$.

iii. Esquema ilustrativo da ligação das asnas aos cachorros de betão

A Figura 5.83 ilustra pormenores relacionados com a ligação em estudo (ver também Figura 5.71).

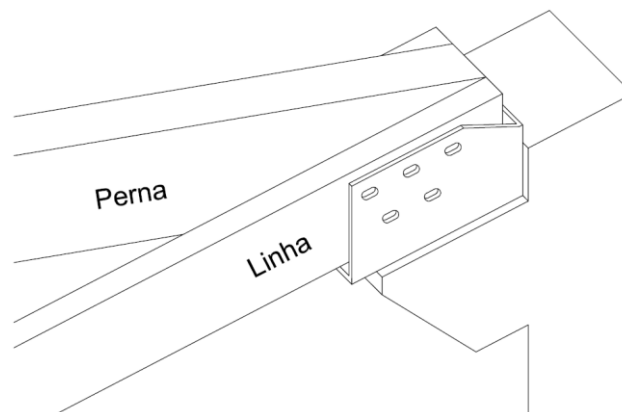


Figura 5.83 – Esquema da ligação das asnas da cobertura aos cachorros de betão.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo do presente trabalho consistiu na elaboração de um projeto da estrutura de uma cobertura, a realizar em madeira.

Foi escolhido um espaço destinado a picadeiro integrado nas instalações do Centro Equestre da Trofa, com as dimensões em planta de cerca de 16 m × 30 m.

Antes de abordado o projeto propriamente dito, foram passadas em revista matérias importantes para esse efeito, como sejam as propriedades físicas e mecânicas da madeira, enquanto material estrutural, as ligações entre peças de madeira e a regulamentação estrutural aplicável a este tipo de estruturas, tendo-se dado especial profundidade e detalhe ao estudo das ligações.

Na parte deste trabalho respeitante ao projeto da estrutura da cobertura, as ações foram detalhadamente avaliadas e os materiais utilizados foram caracterizados.

Após o dimensionamento das madres, elementos estruturais secundários, foram pré-dimensionadas as peças constituintes das asnas principais e desenvolvido o processo de análise estrutural completo da estrutura.

Uma vez obtidos os esforços para as diversas combinações de ações nas peças constituintes das asnas, procedeu-se à verificação da sua segurança e foram desenvolvidos os cálculos associados às diversas ligações.

Foram elaboradas as principais peças desenhadas que descrevem a solução encontrada.

Considera-se assim que foram atingidos os objetivos propostos.

Para o processo de verificações de segurança aos elementos que compõem as asnas da cobertura foi criada uma folha de cálculo, que também determina a resistência dos ligadores usados no projeto, completamente reutilizável futuramente para fazer tais verificações de segurança em outras estruturas em madeira, bem como neste tipo de ligadores.

Desenvolvimentos futuros deste tipo de estudo poderão passar por explorar outras possíveis geometrias das asnas, comparando-as com a adotada neste trabalho e/ou entre si, designadamente, para determinar a geometria que permite maior economia de material ou para fazer o estudo das diferentes soluções para as ligações.

BIBLIOGRAFIA

- AA.VV. (1995). *STEP – Timber Engineering – Vol. 1*. Citado em Faria (2009).
- ACEPE – Associação Industrial do Poliestireno Expandido (2012). http://www.acepe.pt/eps/eps_prop_tab.asp. 06-06-2012.
- Aghayere, A., Vigil, J. (2007). *Structural Wood Design. A practice-oriented approach using the ASD method*. John Wiley & Sons, Inc., Nova Jérsea (Estados Unidos da América).
- Allbiz (2012). <http://www.uk.all.biz/g58084/>. 15-05-2012.
- AR – The architectural review (2012). <http://www.architectural-review.com/story.aspx?storycode=5217946>. 15-05-2012.
- Beatriz Salero (2012). <http://beatrizsalero.com/loja/construcao/placa-esferovite-eps-1x1x-10mm-12kg-m3-50-placas.html>. 29-04-2012.
- Bovanail (2006). <http://www.bovanail.com/technology/description-of-technology.php>. 06-06-2012.
- Branco, J., Cruz, P., Piazza, M. (2006). *Asnas de madeira. A importância da rigidez das ligações*. 4^{as} Jornadas de Engenharia de Estruturas (LNEC), 13 a 16 de Dezembro de 2006, Lisboa, LNEC, Lisboa.
- Breyer, D. (2007). *Design of wood structures – ASD/LRFD*. McGraw-Hill, Nova Iorque (Estados Unidos da América).
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004a). *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 1995-1-1.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004b). *Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: General – Structural fire design. Amendment A1*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 1995-1-1:2004/A1
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004c). *Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: General – Structural fire design*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 1995-1-2:2004.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004d). *Eurocode 5: Design of timber structures. Part 2: Bridges*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 1995-2:2004.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004e). *Timber structures. Structural laminated veneer lumber. Requirements*. EN 14374:2004
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2007). *Timber Structures. Test methods. Determination of embedment strenght and foundation values for dowel type fasteners*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 383:2007.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2009). *Structural timber. Strength classes*. CEN, Bruxelas (Bélgica). CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 338:2009.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2010). *Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 408:2010.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2011). *Timber fasteners. Specifications for connectors for timbers*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN 912:2011.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2012). *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel. Part 2 – Nuts with specified property classes. Coarse thread and fine pitch thread*. CEN, Bruxelas (Bélgica). EN ISO 898-2:2012.

- Consmos (2012). <http://www.consmos.com/mdf.html>. 15-05-2012.
- Coutinho, J. (1999). *Materiais de Construção I. Madeiras*. Policopiado (FEUP), Porto.
- Cruz, H., Rodrigues, M. (1997). *Fichas do LNEC – Madeiras para construção. Humidade na madeira*. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- CS-Telhas (2012). <http://www.coelhodasilva.pt/index.php?menu=ficheiros&tipo=6>. 31-03-2012.
- CWC – Canadian Wood Council (2000). *Wood Reference Handbook*. Canadian Wood Council, Ottawa (Canadá).
- DB-City (2012). <http://www.pt.db-city.com/Portugal--Porto--Trofa>. 06-06-2012.
- Encyclopaedia Britannica (1910). http://dita2indesign.sourceforge.net/dita_gutenberg_samples/dita_encyclopaedia_britannica/html/entries/entry-d1e4425.html. 26-03-2012.
- Eurocodes (2012). <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=1>. 06-06-2012.
- Faherty, K., Williamson, T. (1999). *Wood Engineering and Construction Handbook*. McGraw-Hill, Inc., Nova Iorque (Estados Unidos da América).
- Faria, A., Negrão, J. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas, Porto.
- Farinha, J., Reis, A. (1993). *Tabelas Técnicas*. P.O.B, Setúbal.
- Gattesco, N., Toffolo, I. (2004). *Experimental study on multiple-bolt steel-to-timber tension joints*. Material and Structures, 2004 Vol 37 (Março), 129-138, RILEM, West Lafayette (Estados Unidos da América).
- Henriques, A. (2002). *Geometria de massas*. In *Mecânica II. Texto de apoio à disciplina*, 85-108, Policopiado (FEUP), Porto.
- Hirai, T., et al. (2008). *Some Aspects of Frictional Resistance in Timber Construction*. WCTE – World Conference on Timber Engineering (EWPA – Engineered Wood Products Association), 2 a 5 de Junho de 2008, Miyazaki (Japão).
- Homedit (2012). <http://www.homedit.com/top-25-bridges-around-the-world/>. 26-03-2012.
- Imowood (2012). <http://www.imowood.pt/madeira-lamelada/descricao/>. 06-06-2012.
- INE – Instituto Nacional de Estatística (2011). http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_indicadores&indOcorrCod=0001148&contexto=pi&selTab=tab0. 05-04-2012.
- IPQ – Instituto Português da Qualidade (1963). *Prego com Cabeça Comum*. IPQ, Lisboa. NP 280:1963.
- IPQ – Instituto Português da Qualidade (1973a). *Madeiras. Determinação do teor em água*. IPQ, Lisboa. NP 614:1973.
- IPQ – Instituto Português da Qualidade (1973b). *Madeiras. Determinação da massa volúmica*. IPQ, Lisboa. NP 616:1973.
- IPQ – Instituto Português da Qualidade (1998). *Roscas métricas ISO para usos gerais. Tamanhos escolhidos para parafusos e porcas*. IPQ, Lisboa. NP ISO 262:2008.
- IPQ – Instituto Português da Qualidade (2002). *Estruturas de madeira. Madeira lamelada-colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos*. IPQ, Lisboa. NP EN 1194:2002.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2009a). *Eurocódigo – Bases para o projecto de estrutura*. IPQ, Lisboa. NP EN 1990:2009.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2009b). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. IPQ, Lisboa. NP EN 1991-1-1:2009.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2010a). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais. Ações do vento*. IPQ, Lisboa. NP EN 1991-1-4:2010.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2010b). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, Lisboa. NP EN 1992-1-1:2010.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2010c). *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, Lisboa. NP EN 1993-1-1:2010.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2010d). *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de ligações*. IPQ, Lisboa. NP EN 1993-1-8:2010.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2010e). *Placas de derivados de madeira para utilização na construção. Características, avaliação da conformidade e marcação*. IPQ, Lisboa. NP EN 13986:2010.

Johansen, K. (1949). *Theory of timber connectors*. Citado em Oliveira (2005).

Jular (2012a). http://www.jular.pt/conteudos.php?lang=pt&id_menu=194. 05-04-2012.

Jular (2012b). http://www.jular.pt/conteudos.php?lang=pt&id_menu=191. 05-04-2012.

Juvandes, L. (2004). *Resistência dos Materiais 2. Aulas teóricas: ano lectivo 2004/05*. Policopiado (FEUP), Porto.

Kaiser Wood Products (2012). <http://www.kaiserbeam.com/Product.htm>. 15-05-2012.

Kasal, B., Tannert, T. (2010). *In Situ Assessment of Structural Timber*. Springer, Dordrecht (Holanda).

Kuklík, P. (2008a). History of timber structures. In *Handbook 1 – Timber structures*, 1-14, Leonardo Da Vinci Pilot Projects, Praga (República Checa).

Kuklík, P. (2008b). Connections with metal fasteners. In *Handbook 2 – Design of timber structures according to Eurocode 5*, 54-78, Leonardo Da Vinci Pilot Projects, Praga (República Checa).

Madsen, B. (1998). *Reliable timber connections*. Progress in Structural Engineering and Materials, 1998 Vol I (3), 245-252, Construction Research Communications Limited, Peterborough (Reino Unido).

Mendes, P. (1994). *Ligações em estruturas de madeira: tecnologia e dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 5*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MSPC (2007). http://www.mspc.eng.br/tecdiv/paraf_110.shtml. 25-06-2012.

Nordicasa (2012). <http://www.nordicasa.eu/pt-pt/>. 24-03-2012.

Nosso Rasto (2012). <http://onossorasto.blogspot.pt/2012/01/walking-in-serta.html>. 26-03-2012.

Oliveira, M., Dias, A. (2005). *Ligações com pinos metálicos em estruturas de madeira*. Cadernos de Engenharia de Estruturas. v. 7, n. 26, 33-64. Universidade de São Paulo, São Paulo (Brasil).

- Ozelton, E., Baird, J. (2002). *Timber Designers' Manual*. Blackwell Science, Ltd., Oxford (Reino Unido).
- Palma, P., Cruz, H. (2007). *Mechanical Behaviour of Traditional Timber Carpentry Joints in Service Conditions – Results of Monotonic Tests*. ICOMOS IWC – XVI International Symposium, 11 a 16 de Novembro de 2007, Florença, Veneza e Vicenza.
- Pfeil, W. (1985). *Estruturas de Madeira*. Livros Técnicos e Científicos Editora, SA, Rio de Janeiro (Brasil).
- Porteous, J., Kermani, A. (2007). *Structural timber design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing Ltd, Oxford (Reino Unido).
- Rapid (2012). http://www.rapid.com/enUS/Products/Rapid/Staples___Brads_11661/Rapid_UTAC_TITAC_11681/Staples_pin_UTAC_12417.html. 06-06-2012.
- Simpson Strong-Tie (2011). http://www.simpson.fr/telechar/download.php/telechar_fichiers_NomFichier1342617655fr.pdf?id=450&langue=fr. 10-06-2012.
- Soluções M (2012). <http://www.solucoesm.pt/produtos/gama/derivados-de-aco/familia/varao-de-aco-liso-1235/>. 10-07-2012.
- Sousa, C. (2006). *Construções em madeira. Elementos de apoio às aulas teórico-práticas: ano lectivo 2006/07*. Policopiado (FEUP), Porto.
- Structure Magazine (2007). <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=361>. 15-05-2012.
- Sunrise Industries (2012). <http://www.sunriseind.in/bwr-grade-plywood.htm>. 18-05-2012.
- Termotécnica (2012). <http://www.termotecnica.com.br/construcao-civil/sub-coberturas/>. 24-06-2012.
- Thelandersson, S., Larsen, H. (2003). *Timber Engineering*. John Willey and Sons Inc., Chichester (Reino Unido).
- Tips Guide Lisboa (2012). <http://www.tipsguidelisboa.com/PT/one/G26.01.05.65-M1/pavilhao-atlantico>. 05-04-2012.
- Top House (2012). <http://www.tophouse.ru/products/roof-elements/obreshetka/osb.php>. 15-05-2012.
- Torreense Cerâmicas (2010). <http://www.ceramicatorreense.pt/pt/suporte-tecnico/aplicacao/telha-lusa/assentamento-da-telha-lusa/>. 31-03-2012.
- TRADA – Timber Research & Development Association (1992). *Structural glued joints in timber*. TRADA, High Wycombe (Reino Unido).
- Vandermeer (2012). <http://www.vandermeerfp.com/products/lp-i-joists>. 15-05-2012.

ANEXOS

A.1 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA ASNA 1 APÓS PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES DOS SEUS ELEMENTOS

Apresentam-se os diagramas de esforços da Asna 1 em relação às combinações de ações ELU_1 , ELU_2 e SLS_1 depois de realizado o pré-dimensionamento das secções dos seus elementos (ver subcapítulo 5.12).

Quadro A.1 – Secções dos elementos das asnas após realizado o pré-dimensionamento.

Elemento	b (m)	h (m)
Perna	0,12	0,36
Linha	0,12	0,20
Escora	0,12	0,16
Pendural	0,12	0,16

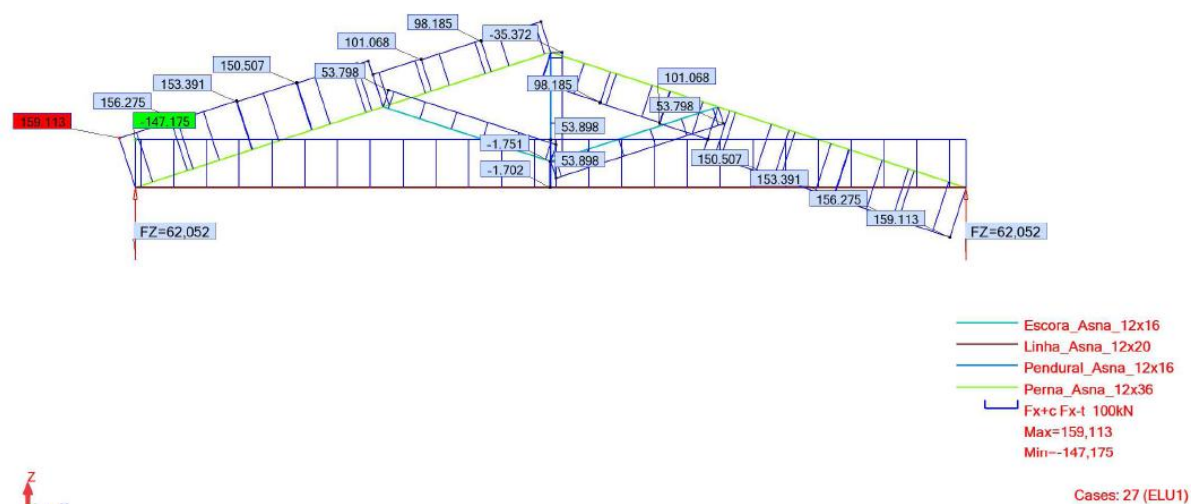


Figura A.1 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU_1).

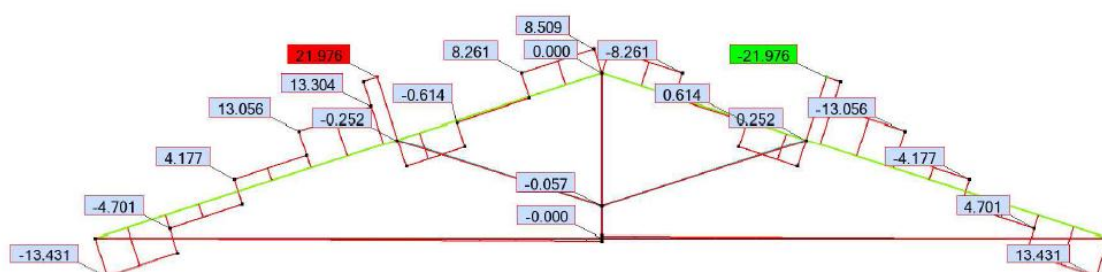


Figura A.2 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU_1).

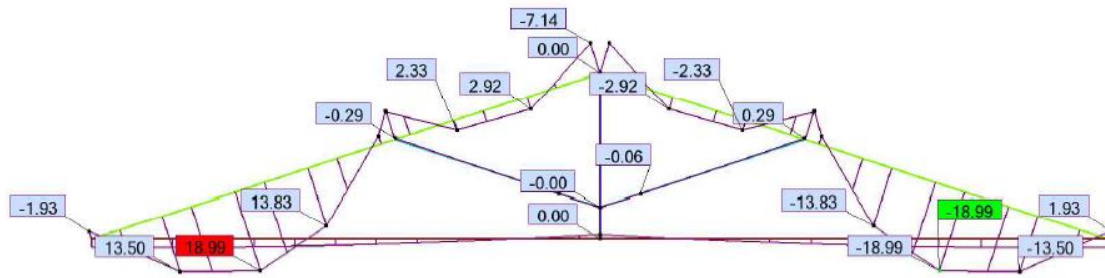


Figura A.3 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU₁).

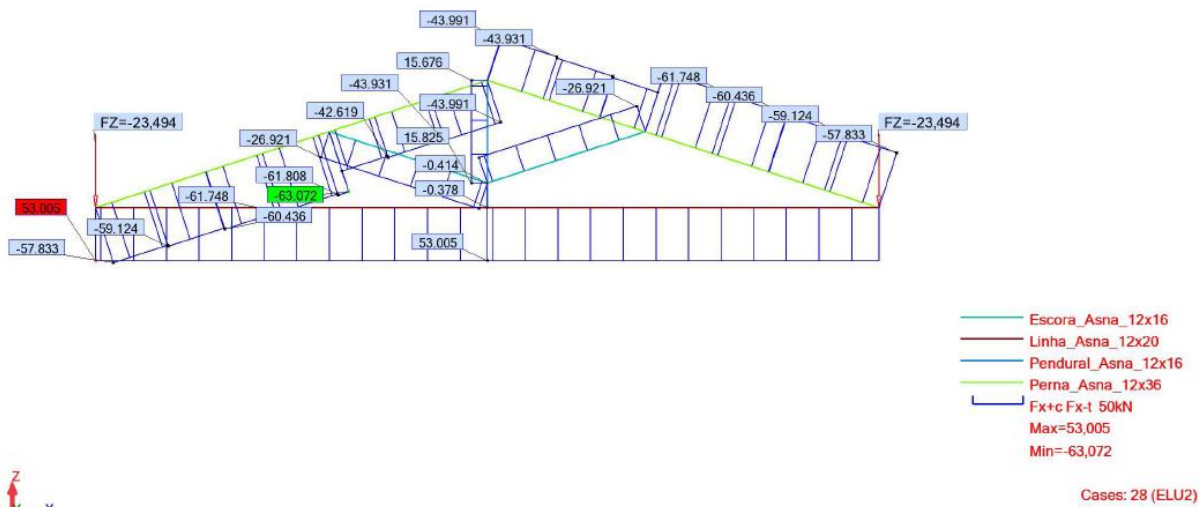


Figura A.4 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (ELU₂).

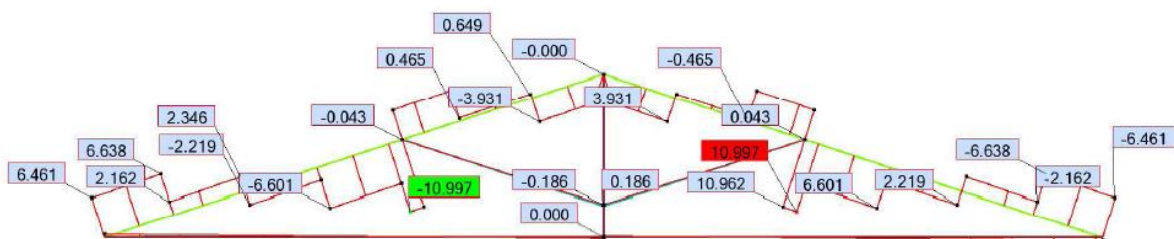


Figura A.5 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (ELU₂).

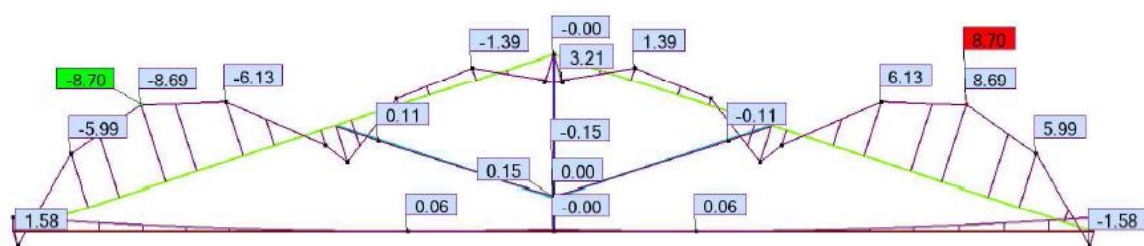


Figura A.6 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (ELU₂).

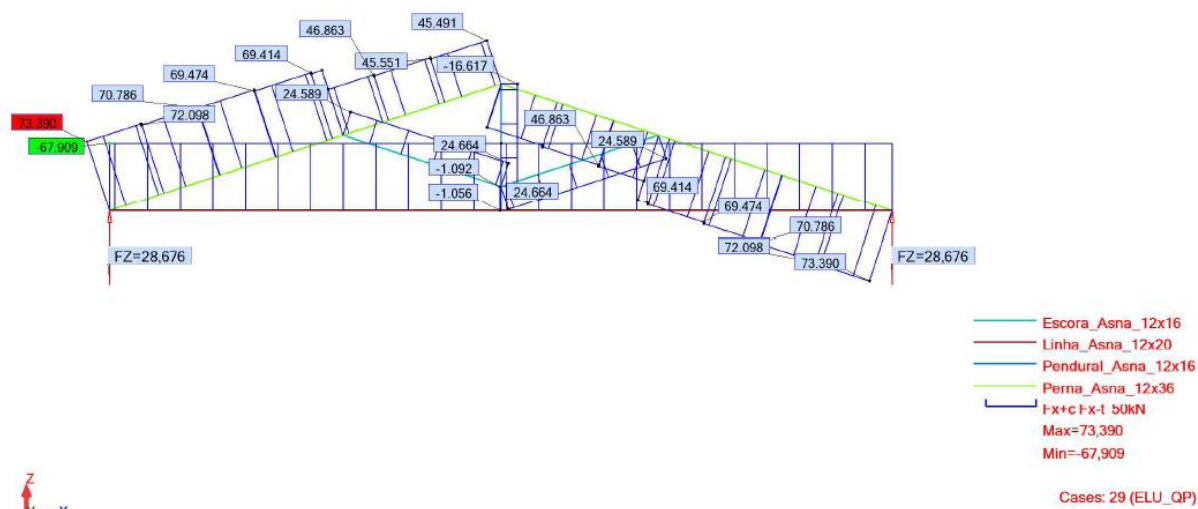


Figura A.7 – Diagrama de esforço axial da Asna 1 e reações nos apoios (SLS₁).

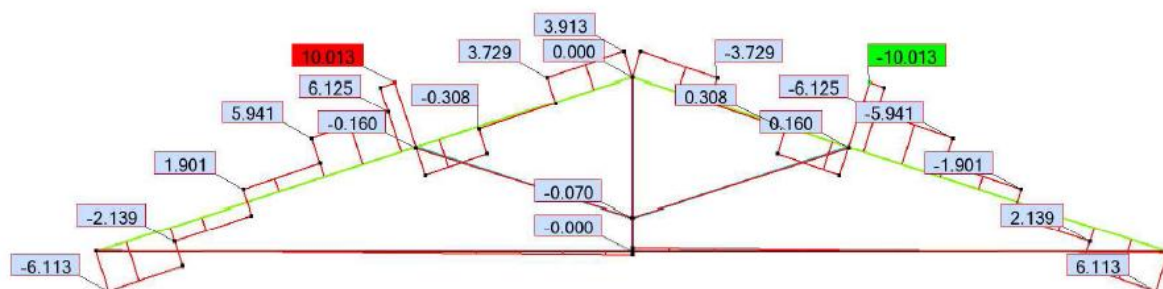


Figura A.8 – Diagrama de esforço transversal da Asna 1 (SLS₁).

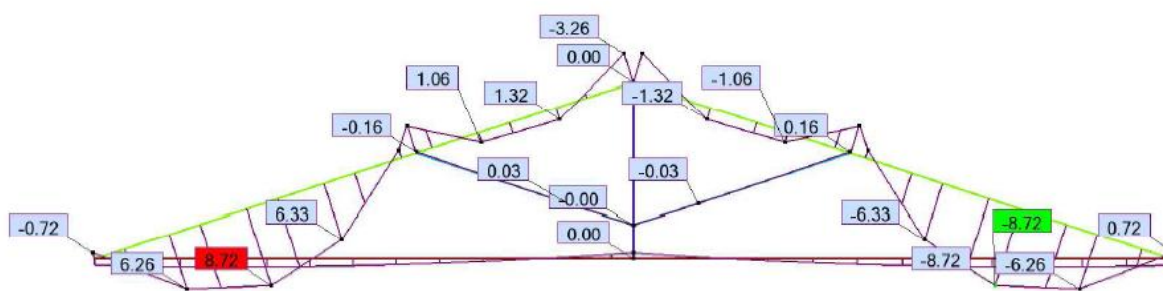


Figura A.9 – Diagrama de momentos fletores da Asna 1 (SLS₁).

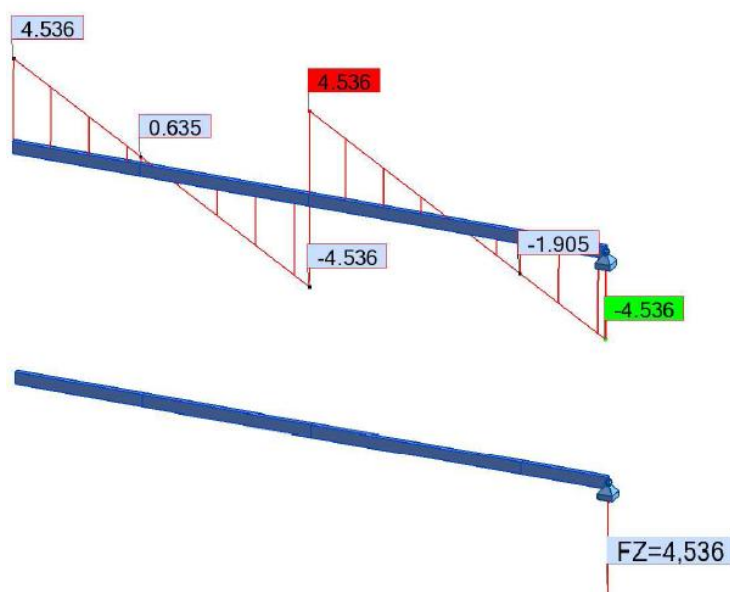


Figura A.10 – Diagrama de esforço transversal da madre de cumeeira e reação no apoio (ELU₁).

A.2 VALIDAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

Para que se possam aceitar os resultados obtidos com o *software* de análise de estruturas Autodesk® Robot™ é necessário validar os mesmos através do recurso a meios simplificados de cálculo.

Esta validação consistiu em calcular as reações que surgem nos apoios da Asna 1 devido à ação isolada das cargas permanentes que atuam sobre a estrutura da cobertura, a saber: a) telha lusa, b) ripas de madeira, c) EPS, d) barrotes e e) forro de madeira. Recorda-se que as cargas foram distribuídas ao longo do vão das madres que se apoiam nas pernas das asnas da cobertura (ver Figura A.11). Procedeu-se ainda ao cálculo das reações que surgem nos apoios devido ao peso próprio das asnas e das madres. Todos estes resultados foram comparados com os que o *software* utilizado apresentou.

Quadro A.2 – Valores das reações nos apoios das asnas obtidas através de cálculo.

Carga	Peso Próprio – pp_e (kN.m ⁻²)	l_{inf} (m)	l_d (m)	$R_{z,c}$ (kN)
Telha lusa	0,500	5,0	15,559	19,449
Ripas de madeira	0,013	5,0	15,559	0,493
EPS	0,015	5,0	15,559	0,583
Barrotes	0,037	5,0	15,559	1,449
Forro de madeira	0,061	5,0	15,559	2,365

Quadro A.3 – Valores das reações nos apoios das asnas obtidas através do *software* utilizado.

Carga	$R_{z,R,1}$ (kN)	$R_{z,R,2}$ (kN)	$R_{z,R}$ (kN)
Telha lusa	16,500	2,950	19,450
Ripas de madeira	0,412	0,075	0,487
EPS	0,495	0,090	0,585
Barrotes	1,237	0,220	1,457
Forro de madeira	2,007	0,360	2,637

Quadro A.4 – Desvio entre o valor das reações verificadas no *software* utilizado e as calculadas (relativamente às cargas atuantes).

Carga	Desvio (%)
Telha lusa	0,01
Ripas de madeira	-1,16
EPS	0,26
Barrotes	0,58
Forro de madeira	0,08

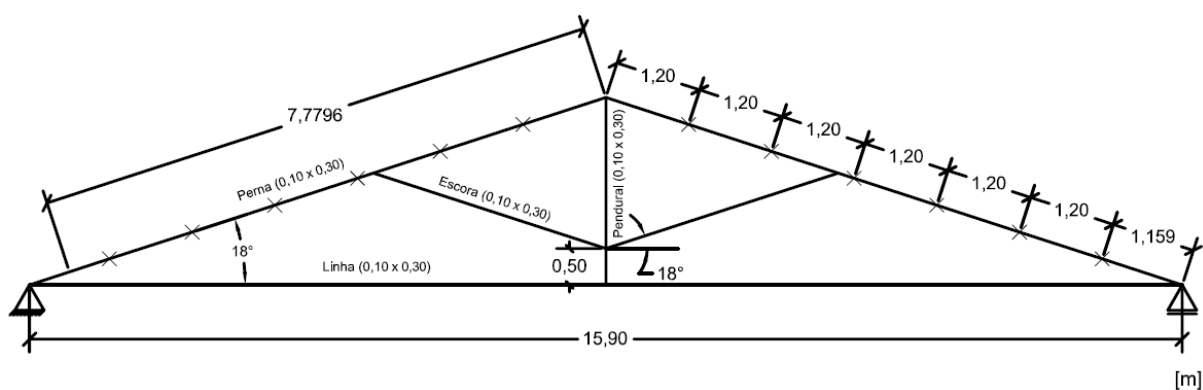


Figura A.11 – Geometria das asnas da cobertura.

A expressão utilizada para o cálculo das reações nos apoios das asnas, $R_{z,c}$, foi a seguinte:

$$R_{z,c} = \frac{pp_e \times l_d \times l_{inf}}{2}$$

em que:

pp_e – peso próprio de cada um dos elementos;

l_d – comprimento de distribuição de carga ao longo das pernas da asna;

l_{inf} – comprimento de influência de cada uma das asnas.

Os pesos próprios dos elementos da cobertura foram quantificados nos subcapítulos 5.6.1.1 a 5.6.1.5. Uma vez que as asnas da cobertura estão separadas entre si em 5,0 m é esse o valor de l_{inf} . Atendendo a que a carga foi distribuída ao longo do comprimento de influência de cada uma das madres o comprimento de distribuição de carga ao longo das pernas das asnas, l_d , assume o valor apresentado no Quadro A.2 (ver Figura A.11). Distribuiu-se a carga apenas até ao comprimento de influência da madre que se localiza mais perto do apoio; considerou-se que a restante carga é diretamente absorvida pelos apoios. Devido ao facto dos comprimentos de influência das madres que se localizam mais perto dos apoios ser ligeiramente inferior ao das restantes madres, os valores das cargas a distribuir ao longo dessas madres foi diferente (ver subcapítulo 5.10), e surgem no Quadro A.3 os termos $R_{z,R,1}$ e $R_{z,R,2}$; estes valores têm os seguintes significados:

- $R_{z,R,1}$ – valor da reação apresentado pelo *software* Autodesk® Robot™ nos apoios das asnas devido à carga que descarrega nas madres centrais;
- $R_{z,R,2}$ – valor da reação apresentado pelo *software* Autodesk® Robot™ nos apoios das asnas devido à carga que descarrega nas madres que ficam mais perto dos apoios.

O desvio que se apresenta nos Quadros A.4 e A.5 foi obtido a partir da seguinte expressão:

$$Desvio = \frac{R_{z,R}}{R_{z,c}} \times 100 [\%]$$

em que:

$R_{z,R}$ – somatório das reações verificadas nos apoios $R_{z,r,1}$ e $R_{z,r,2}$ de acordo com o *software* Autodesk® Robot™;

$R_{z,c}$ – reação verificada nos apoios através do cálculo.

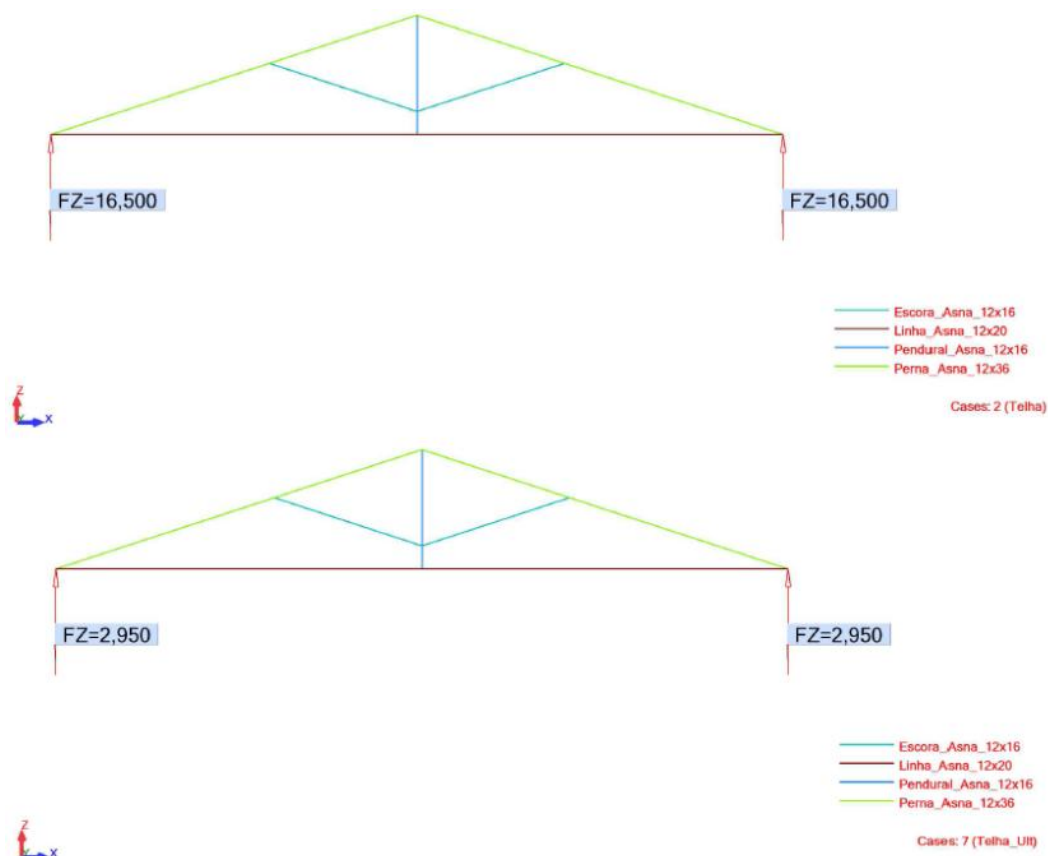


Figura A.12 – Valores das reações verificadas nos apoios da Asna 1 no *software* utilizado devido ao peso próprio das telhas.

Procedeu-se também, conforme já referido, à validação dos resultados que o *software* utilizado apresentou em relação ao valor das reações dos apoios devido aos pesos próprios das asnas. O Quadro A.5 revela os resultados obtidos.

Quadro A.5 – Desvio entre o valor das reações verificadas no *software* utilizado e as calculadas (relativamente ao peso próprio da Asna 1).

Elemento	b (m)	h (m)	l (m)	Peso Próprio por elemento – pp_e (kN)	N.º de elementos	Peso Próprio total – pp_t (kN)	R_z (kN)	$R_{z,R}$ (kN)	Desvio (%)
Madres	0,08	0,20	5,0	0,296	13	3,848			
Linha	0,12	0,20	15,90	1,412	1	1,412			
Pernas	0,12	0,36	8,359	1,336	2	2,672	4,297	4,328	0,72
Escoras	0,12	0,16	3,371	0,239	2	0,479			
Pendural	0,12	0,16	2,583	0,184	1	0,184			

O valor do peso próprio de cada elemento em kN, pp_e , foi determinado através da seguinte expressão:

$$pp_e = \gamma_{GL24h} \times b \times h \times l$$

em que:

γ_{GL24h} – peso volúmico da madeira lamelada colada da classe de resistência GL24h;

b – base da secção do elemento;

h – altura da secção do elemento;

l – vão do elemento.

Uma vez que as madres estão apoiadas nas asnas na direção transversal ao plano destas, que estão separadas à distância de 5,0 m, foi esse o valor utilizado para l na aplicação da expressão anterior; este valor diz respeito ao comprimento de influência de cada uma das madres na direção transversal ao plano das asnas. Recordar-se que o valor de γ_{GL24h} é, de acordo com o Quadro A.3 da NP EN 1991-1-1:2009, igual a 3,7 kN.m⁻³.

O peso próprio total, pp_t , que surge no Quadro A.5 é dado por:

$$pp_t = pp_e \times n$$

em que:

n – número de elementos.

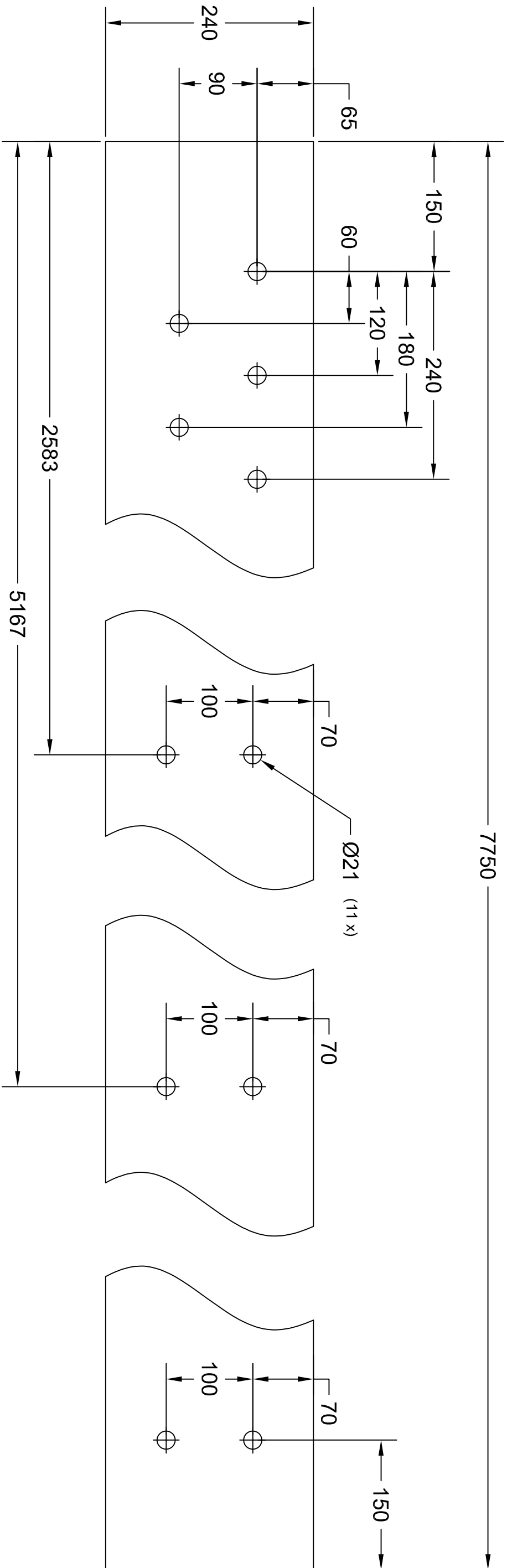
O valor de R_z é obtido através de:

$$R_z = \frac{\sum pp_{t,i}}{2}$$

Atendendo aos valores dos desvios apresentados nos Quadros A.4 e A.5 podem dar-se como validados os resultados apresentados pelo *software* Autodesk® Robot™.

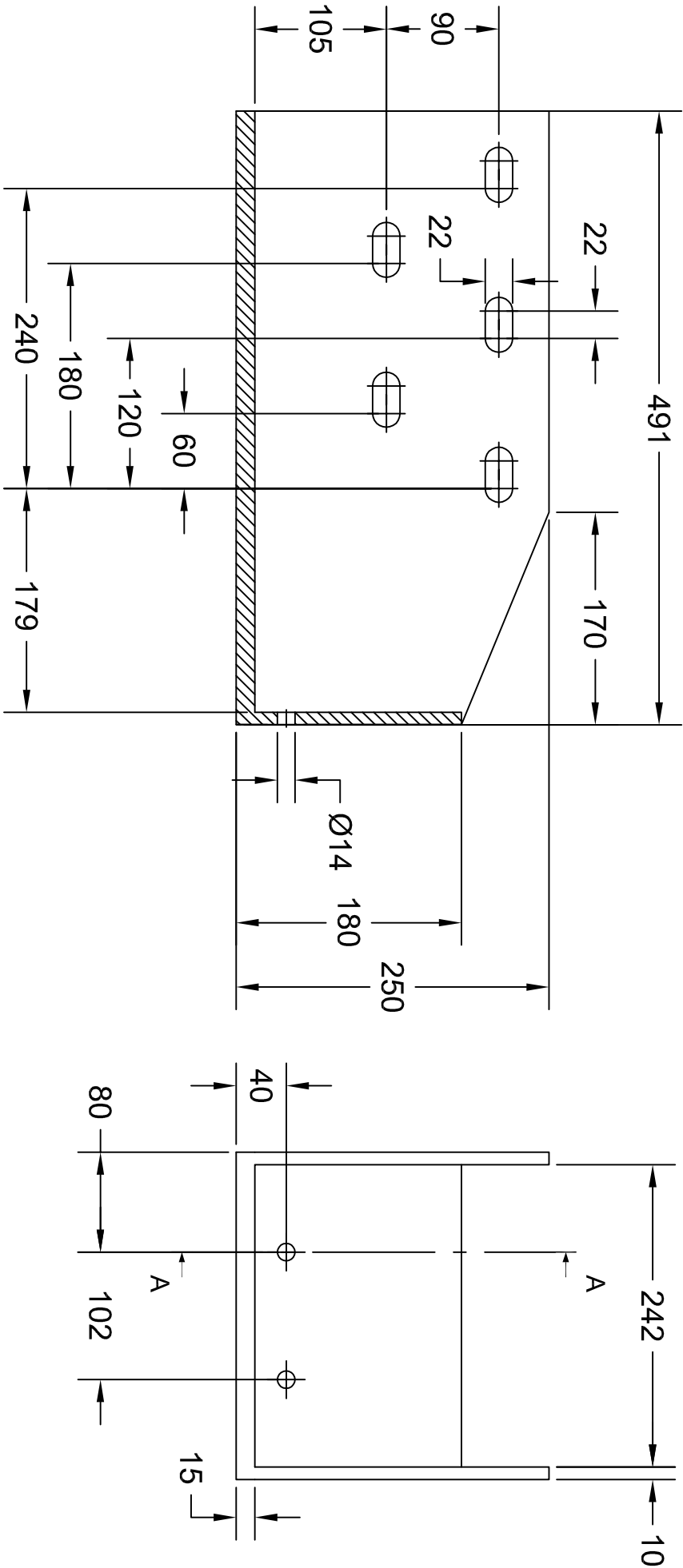
A.3 PEÇAS DESENHADAS

Tratamiento	Códex del 101												
	Dureza	ISO 27668	De 0,5 a 3	De 3 a 6	De 6 a 30	De 30 a 120	De 120 a 315	De 315 a 1000	De 1000 a 2000	De 2000 a 4000	De 4000 a 12000	De 12000 a 16000	De 16000 a 20000
	Fino	±0,05	±0,05	±0,1	±0,15	±0,2	±0,3	±0,5	±0,8	-	-	-	-
	Medio	±0,1	±0,2	±0,3	±0,5	±0,8	±1,2	±2	±3	±4	±5	±6	±8
	X	Largo	±0,2	±0,5	±0,8	±1,2	±2	±3	±4	±5	±6	±7	±8


[illegible]

Tratamento		Dureza		De 120 a 124		De 125 a 129		De 130 a 134		De 135 a 139		De 140 a 144		De 145 a 149		De 150 a 154		De 155 a 159		De 160 a 164		De 165 a 169		De 170 a 174		De 175 a 179		De 180 a 184		De 185 a 189		De 190 a 194		De 195 a 199		De 200 a 204		De 205 a 209		De 210 a 214		De 215 a 219		De 220 a 224		De 225 a 229		De 230 a 234		De 235 a 239		De 240 a 244		De 245 a 249		De 250 a 254		De 255 a 259		De 260 a 264		De 265 a 269		De 270 a 274		De 275 a 279		De 280 a 284		De 285 a 289		De 290 a 294		De 295 a 299		De 300 a 304		De 305 a 309		De 310 a 314		De 315 a 319		De 320 a 324		De 325 a 329		De 330 a 334		De 335 a 339		De 340 a 344		De 345 a 349		De 350 a 354		De 355 a 359		De 360 a 364		De 365 a 369		De 370 a 374		De 375 a 379		De 380 a 384		De 385 a 389		De 390 a 394		De 395 a 399		De 400 a 404		De 405 a 409		De 410 a 414		De 415 a 419		De 420 a 424		De 425 a 429		De 430 a 434		De 435 a 439		De 440 a 444		De 445 a 449		De 450 a 454		De 455 a 459		De 460 a 464		De 465 a 469		De 470 a 474		De 475 a 479		De 480 a 484		De 485 a 489		De 490 a 494		De 495 a 499		De 500 a 504		De 505 a 509		De 510 a 514		De 515 a 519		De 520 a 524		De 525 a 529		De 530 a 534		De 535 a 539		De 540 a 544		De 545 a 549		De 550 a 554		De 555 a 559		De 560 a 564		De 565 a 569		De 570 a 574		De 575 a 579		De 580 a 584		De 585 a 589		De 590 a 594		De 595 a 599		De 600 a 604		De 605 a 609		De 610 a 614		De 615 a 619		De 620 a 624		De 625 a 629		De 630 a 634		De 635 a 639		De 640 a 644		De 645 a 649		De 650 a 654		De 655 a 659		De 660 a 664		De 665 a 669		De 670 a 674		De 675 a 679		De 680 a 684		De 685 a 689		De 690 a 694		De 695 a 699		De 700 a 704		De 705 a 709		De 710 a 714		De 715 a 719		De 720 a 724		De 725 a 729		De 730 a 734		De 735 a 739		De 740 a 744		De 745 a 749		De 750 a 754		De 755 a 759		De 760 a 764		De 765 a 769		De 770 a 774		De 775 a 779		De 780 a 784		De 785 a 789		De 790 a 794		De 795 a 799		De 800 a 804		De 805 a 809		De 810 a 814		De 815 a 819		De 820 a 824		De 825 a 829		De 830 a 834		De 835 a 839		De 840 a 844		De 845 a 849		De 850 a 854		De 855 a 859		De 860 a 864		De 865 a 869		De 870 a 874		De 875 a 879		De 880 a 884		De 885 a 889		De 890 a 894		De 895 a 899		De 900 a 904		De 905 a 909		De 910 a 914		De 915 a 919		De 920 a 924		De 925 a 929		De 930 a 934		De 935 a 939		De 940 a 944		De 945 a 949		De 950 a 954		De 955 a 959		De 960 a 964		De 965 a 969		De 970 a 974		De 975 a 979		De 980 a 984		De 985 a 989		De 990 a 994		De 995 a 999		De 1000 a 1004		De 1005 a 1009		De 1010 a 1014		De 1015 a 1019		De 1020 a 1024		De 1025 a 1029		De 1030 a 1034		De 1035 a 1039		De 1040 a 1044		De 1045 a 1049		De 1050 a 1054		De 1055 a 1059		De 1060 a 1064		De 1065 a 1069		De 1070 a 1074		De 1075 a 1079		De 1080 a 1084		De 1085 a 1089		De 1090 a 1094		De 1095 a 1099		De 1100 a 1104		De 1105 a 1109		De 1110 a 1114		De 1115 a 1119		De 1120 a 1124		De 1125 a 1129		De 1130 a 1134		De 1135 a 1139		De 1140 a 1144		De 1145 a 1149		De 1150 a 1154		De 1155 a 1159		De 1160 a 1164		De 1165 a 1169		De 1170 a 1174		De 1175 a 1179		De 1180 a 1184		De 1185 a 1189		De 1190 a 1194		De 1195 a 1199		De 1200 a 1204		De 1205 a 1209		De 1210 a 1214		De 1215 a 1219		De 1220 a 1224		De 1225 a 1229		De 1230 a 1234		De 1235 a 1239		De 1240 a 1244		De 1245 a 1249		De 1250 a 1254		De 1255 a 1259		De 1260 a 1264		De 1265 a 1269		De 1270 a 1274		De 1275 a 1279		De 1280 a 1284		De 1285 a 1289		De 1290 a 1294		De 1295 a 1299		De 1300 a 1304		De 1305 a 1309		De 1310 a 1314		De 1315 a 1319		De 1320 a 1324		De 1325 a 1329		De 1330 a 1334		De 1335 a 1339		De 1340 a 1344		De 1345 a 1349		De 1350 a 1354		De 1355 a 1359		De 1360 a 1364		De 1365 a 1369		De 1370 a 1374		De 1375 a 1379		De 1380 a 1384		De 1385 a 1389		De 1390 a 1394		De 1395 a 1399		De 1400 a 1404		De 1405 a 1409		De 1410 a 1414		De 1415 a 1419		De 1420 a 1424		De 1425 a 1429		De 1430 a 1434		De 1435 a 1439		De 1440 a 1444		De 1445 a 1449		De 1450 a 1454		De 1455 a 1459		De 1460 a 1464		De 1465 a 1469		De 1470 a 1474		De 1475 a 1479		De 1480 a 1484		De 1485 a 1489		De 1490 a 1494		De 1495 a 1499		De 1500 a 1504		De 1505 a 1509		De 1510 a 1514		De 1515 a 1519		De 1520 a 1524		De 1525 a 1529		De 1530 a 1534		De 1535 a 1539		De 1540 a 1544		De 1545 a 1549		De 1550 a 1554		De 1555 a 1559		De 1560 a 1564		De 1565 a 1569		De 1570 a 1574		De 1575 a 1579		De 1580 a 1584		De 1585 a 1589		De 1590 a 1594		De 1595 a 1599		De 1600 a 1604		De 1605 a 1609		De 1610 a 1614		De 1615 a 1619		De 1620 a 1624		De 1625 a 1629		De 1630 a 1634		De 1635 a 1639		De 1640 a 1644		De 1645 a 1649		De 1650 a 1654		De 1655 a 1659		De 1660 a 1664		De 1665 a 1669		De 1670 a 1674		De 1675 a 1679		De 1680 a 1684		De 1685 a 1689		De 1690 a 1694		De 1695 a 1699		De 1700 a 1704		De 1705 a 1709		De 1710 a 1714		De 1715 a 1719		De 1720 a 1724		De 1725 a 1729		De 1730 a 1734		De 1735 a 1739		De 1740 a 1744		De 1745 a 1749		De 1750 a 1754		De 1755 a 1759		De 1760 a 1764		De 1765 a 1769		De 1770 a 1774		De 1775 a 1779		De 1780 a 1784		De 1785 a 1789		De 1790 a 1794		De 1795 a 1799		De 1800 a 1804		De 1805 a 1809		De 1810 a 1814		De 1815 a 1819		De 1820 a 1824		De 1825 a 1829		De 1830 a 1834		De 1835 a 1839		De 1840 a 1844		De 1845 a 1849		De 1850 a 1854		De 1855 a 1859		De 1860 a 1864		De 1865 a 1869		De 1870 a 1874		De 1875 a 1879		De 1880 a 1884		De 1885 a 1889		De 1890 a 1894		De 1895 a 1899		De 1900 a 1904		De 1905 a 1909		De 1910 a 1914		De 1915 a 1919		De 1920 a 1924		De 1925 a 1929		De 1930 a 1934		De 1935 a 1939		De 1940 a 1944		De 1945 a 1949		De 1950 a 1954		De 1955 a 1959		De 1960 a 1964		De 1965 a 1969		De 1970 a 1974		De 1975 a 1979		De 1980 a 1984		De 1985 a 1989		De 1990 a 1994		De 1995 a 1999		De 2000 a 2004		De 2005 a 2009		De 2010 a 2014		De 2015 a 2019		De 2020 a 2024		De 2025 a 2029		De 2030 a 2034		De 2035 a 2039		De 2040 a 2044		De 2045 a 2049		De 2050 a 2054		De 2055 a 2059		De 2060 a 2064		De 2065 a 2069		De 2070 a 2074		De 2075 a 2079		De 2080 a 2084		De 2085 a 2089		De 2090 a 2094		De 2095 a 2099		De 2100 a 2104		De 2105 a 2109		De 2110 a 2114		De 2115 a 2119		De 2120 a 2124		De 2125 a 2129		De 2130 a 2134		De 2135 a 2139		De 2140 a 2144		De 2145 a 2149		De 2150 a 2154		De 2155 a 2159		De 2160 a 2164		De 2165 a 2169		De 2170 a 2174		De 2175 a 2179		De 2180 a 2184		De 2185 a 2189		De 2190 a 2194		De 2195 a 2199		De 2200 a 2204		De 2205 a 2209		De 2210 a 2214		De 2215 a 2219		De 2220 a 2224		De 2225 a 2229		De 2230 a 2234		De 2235 a 2239		De 2240 a 2244		De 2245 a 2249		De 2250 a 2254		De 2255 a 2259		De 2260 a 2264		De 2265 a 2269		De 2270 a 2274		De 2275 a 2279		De 2280 a 2284		De 2285 a 2289		De 2290 a 2294		De 2295 a 2299		De 2300 a 2304		De 2305 a 2309		De 2310 a 2314		De 2315 a 2319		De 2320 a 2324		De 2325 a 2329		De 2330 a 2334		De 2335 a 2339		De 2340 a 2344		De 2345 a 2349		De 2350 a 2354		De 2355 a 2359		De 2360 a 2364		De 2365 a 2369		De 2370 a 2374		De 2375 a 2379		De 2380 a 2384		De 2385 a 2389		De 2390 a 2394		De 2395 a 2399		De 2400 a 2404		De 2405 a 2409		De 2410 a 2414		De 2415 a 2419		De 2420 a 2424		De 2425 a 2429		De 2430 a 2434		De 2435 a 2439		De 2440 a 2444		De 2445 a 2449		De 2450 a 2454		De 2455 a 2459		De 2460 a 2464		De 2465 a 2469		De 2470 a 2474		De 2475 a 2479		De 2480 a 2484		De 2485 a 2489		De 2490 a 2494		De 2495 a 2499		De 2500 a 2504		De 2505 a 2509		De 2510 a 2514		De 2515 a 2519		De 2520 a 2524		De 2525 a 2529		De 2530 a 2534		De 2535 a 2539		De 2540 a 2544		De 2545 a 2549		De 2550 a 2554		De 2555 a 2559		De 2560 a 2564		De 2565 a 2569		De 2570 a 2574		De 2575 a 2579		De 2580 a 2584		De 2585 a 2589		De 2590 a 2594		De 2595 a 2599		De 2600 a 2604		De 2605 a 2609		De 2610 a 2614		De 2615 a 2619		De 2620 a 2624		De 2625 a 2629		De 2630 a 2634		De 2635 a 2639		De 2640 a 2644		De 2645 a 2649		De 2650 a 2654		De 2655 a 2659		De 2660 a 2664		De 2665 a 2669		De 2670 a 2674		De 2675 a 2679		De 2680 a 2684		De 2685 a 2689		De 2690 a 2694		De 2695 a 2699		De 2700 a 2704		De 2705 a 2709		De 2710 a 2714		De 2715 a 2719		De 2720 a 2724		De 2725 a 2729		De 2730 a 2734		De 2735 a 2739		De 2740 a 2744		De 2745 a 2749		De 2750 a 2754		De 2755 a 2759		De 2760 a 2764		De 2765 a 2769		De 2770 a 2774		De 2775 a 2779		De 2780 a 2784		De 2785 a 2789		De 2790 a 2794		De 2795 a 2799		De 2800 a 2804		De 2805 a 2809		De 2810 a 2814		De 2815 a 2819		De 2820 a 2824		De 2825 a 2829		De 2830 a 2834		De 2835 a 2839		De 2840 a 2844		De 2845 a 2849		De 2850 a 2854		De 2855 a 2859		De 2860 a 2864		De 2865 a 2869		De 2870 a 2874		De 2875 a 2879		De 2880 a 2884		De 2885 a 2889		De 2890 a 2894		De 2895 a 2899		De 2900 a 2904		De 2905 a 2909		De 2910 a 2914		De 2915 a 2919		De 2920 a 2924		De 2925 a 2929		De 2930 a 2934		De 2935 a 2939		De 2940 a 2944		De 2945 a 2949		De 2950 a 2954		De 2955 a 2959		De 2960 a 2964		De 2965 a 2969		De 2970 a 2974		De 2975 a 2979		De 2980 a 2984		De 2985 a 2989		De 2990 a 2994		De 2995 a 2999		De 3000 a 3004		De 3005 a 3009		De 3010 a 3014		De 3015 a 3019		De 3020 a 3024		De 3025 a 3029		De 3030 a 3034		De 3035 a 3039		De 3040 a 3044		De 3045 a 3049		De 3050 a 3054		De 3055 a 3059		De 3060 a 3064		De 3065 a 3069		De 3070 a 3074		De 3075 a 3079		De 3080 a 3084		De 3085 a 3089		De 3090 a 3094		De 3095 a 3099		De 3100 a 3104		De 3105 a 3109		De 3110 a 3114		De 3115 a 3119		De 3120 a 3124		De 3125 a 3129		De 3130 a 3134		De 3135 a 3139		De 3140 a 3144		De 3145 a 3149		De 3150 a 3154		De 3155 a 3159		De 3160 a 3164		De 3165 a 3169		De 3170 a 3174		De 3175 a 3179		De 3180 a 3184		De 3185 a 3189		De 3190 a 3194		De 3195 a 3199		De 3200 a 3204		De 3205 a 3209		De 3210 a 3214		De 3215 a 3219		De 3220 a 3224		De 3225 a 3229		De 3230 a 3234		De 3235 a 3239		De 3240 a 3244		De 3245 a 3249		De 3250 a 3254		De 3255 a 3259		De 3260 a 3264		De 3265 a 3269		De 3270 a 3274		De 3275 a 3279		De 3280 a 3284		De 3285 a 3289		De 3290 a 3294		De 329	
------------	--	--------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	----------------	--	--------	--

Treatamento	Dureza	Pos. no tel	De 0,5	De 3	De 6	De 30	De 120	De 315	De 1000	De 2000	De 4000	De 8000	De 12000	De 15000
		ISO 2768	g 3	g 6	g 30	g 120	g 315	g 1000	g 2000	g 4000	g 8000	g 12000	g 15000	
		Fino	±0,05	±0,05	±0,1	±0,15	±0,2	±0,3	±0,5	±0,8	-	-	-	-
		Médio	±0,1	±0,1	±0,2	±0,3	±0,5	±0,8	±1,2	±2	±3	±4	±5	±6
		Largo	-	±0,2	±0,5	±0,8	±1,2	±2	±3	±4	±5	±6	±7	±8



Corte A-A

							S275						
Pos.	Designação				Norma/Desenho		Material	Qt.	Dimensões/Referência		Peso	Observações	
Aplicações													
Qt.	Máquina	Pos.		Alterações									
2	0001	12											
				Proj.		Data		Nome		Asna		FEUP	
				Des.		15.09.12F.		Almeida					
				Verif.									
				Escala						Chappa		0013	
				1:5									
													
										(Asna – cachorro)		Substituído por:	
												Substituído por:	